

CONFORTO HUMANO EM EDIFÍCIOS ALTOS

DEVIDO AO EFEITO DO VENTO

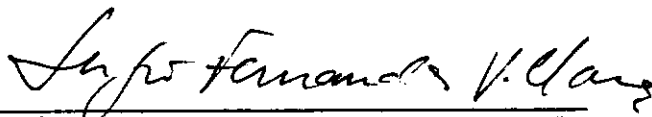
Marcelo Meirelles de Carvalho

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS
EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:



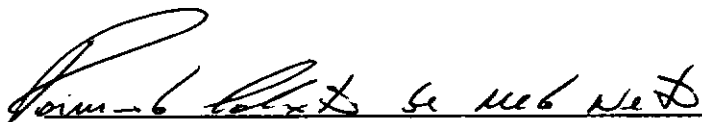
Humberto Lima Soriano, D.Sc.
(Presidente)



Sérgio Fernandes Villaça, D.Sc.



Carlos Henrique Holck, Dr. Ing.



Raimundo Calixto de Melo Neto, M.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ - BRASIL

MARÇO, 1990

CARVALHO, MARCELO MEIRELLES DE

CONFORTO HUMANO EM EDIFÍCIOS ALTOS DEVIDO AO
EFEITO DO VENTO (RIO DE JANEIRO) 1990.

x, 105 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ , M.Sc.,
ENGENHARIA CIVIL, 1990).

TESE - UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO,
COPPE,

1. ESTRUTURAS I. COPPE/UFRJ II- TÍTULO
(SÉRIE).

AGRADECIMENTOS

Ao professor Humberto Lima Soriano pela orientação e dedicação, desde a escolha do tema até a elaboração final desta tese.

A todos professores da COPPE/CIVIL pelos ensinamentos e incentivos recebidos.

A CAPES que, através de uma bolsa de estudo, por ela concedida durante o curso de mestrado, possibilitou a realização deste trabalho.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

CONFORTO HUMANO EM EDIFÍCIOS ALTOS

DEVIDO AO EFEITO DO VENTO

Marcelo Meirelles de Carvalho

Março, 1990

Orientador: Humberto Lima Soriano

Programa: Engenharia Civil

Este trabalho objetiva sistematizar informações sobre níveis de vibrações para o conforto humano em edifícios altos sob a ação lateral do vento. Baseado em pesquisa bibliográfica foram sistematizados três métodos para a fixação dos limites máximos recomendáveis.

Dentre a variedade de métodos para a obtenção da carga de vento, determinaram-se em uma análise de um projeto estrutural real os resultados do método de Davenport, dos métodos sugeridos pela norma brasileira (NB-1623), ou seja, o método simplificado e o método discreto desta norma e de um modelo dinâmico consistente para posterior obtenção dos níveis de vibrações para o conforto humano. Nesta análise verificou-se uma variação significativa nos resultados do método de Davenport em comparação com os demais métodos.

A escolha do método de obtenção da carga de vento, entre os apresentados, teve pouca interferência na verificação do conforto humano, já que os seus resultados posicionaram a estrutura na mesma zona de conforto. Em relação aos referidos limites recomendáveis, a sua comparação não é imediata, pois se referem a níveis de percepção distintos. Contudo, a sistematização apresentada facilita a sua utilização em projetos.

Abstract of thesis presented to COPPE/UFRJ as partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.).

HUMAN COMFORT IN HIGH BUILDING

UNDER THE WIND EFFECT

Marcelo Meirelles de Carvalho

March, 1990

Chairman: Humberto Lima Soriano

Department: Civil Engineering

This work aims to sort informations about vibration levels for human confort in high building produced by lateral action of the wind. Based on the researched bibliography three methods for maximum recommended limits have been classified herein.

Among of methods for obtaining the wind load, in the presented analysis of a real structure, Davenport method, the two methods presented by the brasillian wind code (NB-6123), i.e., the simplified method and the discret method, and a consisted dynamic method have been used. The vibration levels have been obtained using those methods for posterior analysis of human confort. This analysis has shown a significant difference of the Davenport method in comparlson with the others methods.

The choice of a method for obtaining the wind load has shown little influence on the check of human comfort. For the presented example, all the results have located the structure in the same confort condition. The comparison of the referred limits is not straightforward, since those informations are referred to distinct perception levels. Nevertheless, the presented classification facilitates the analysis of human confort in design.

ÍNDICE

CAPÍTULO I - INTRODUÇÃO	01
CAPÍTULO II - COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS SOB A AÇÃO DO VENTO	07
II.1 - Componentes do Deslocamento	10
II.2 - Carga Estática Equivalente Versus Carga Dinâmica	11
II.3 - Modos de Vibração	14
CAPÍTULO III - COMPORTAMENTO DA VELOCIDADE DO VENTO ...	17
CAPÍTULO IV - FORMAS DE PERCEPÇÃO E TIPOS DE REAÇÕES HUMANA ÀS VIBRAÇÕES	22
IV.1 - Formas Sensoriais de Percepção do Movimento- - Aspectos Fisiológicos e Psicológico.....	25
IV.2 - Sintomas às Vibrações	31
CAPÍTULO V - CARACTERÍSTICAS DAS VIBRAÇÕES E LIMITES DE ACELERAÇÃO PARA O CONFORTO HUMANO	32
V.1 - LIMITES DE ACELERAÇÃO PARA O CONFORTO HUMANO...	34
V.1.1 - Limites Propostos por Chang.....	35
V.1.2 - Limites Propostos na NB-6123.....	39
V.1.3 - Limites Propostos na International Standard Organization	41
V.1.4 - Limites Propostos por Irwin	42

CAPÍTULO VI - METODOS PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE VENTO	47
VI.1 - Método Dinâmico Aproximado de Davenport	47
VI.2 - Método Dinâmico Aproximado da Norma Brasileira de Ventos.....	52
VI.2.1 - Modelo Contínuo Aproximado	53
VI.2.2 - Modelo Discreto	55
VI.3 - Método Dinâmico Consistente.....	58
CAPÍTULO VII - APLICAÇÃO PRÁTICA E RESULTADOS.....	60
VII.1 - Considerações Iniciais	60
VII.2 - Resultados	68
VII.2.1 - Método Dinâmico Aproximado de Davenport.....	69
VII.2.2 - Método Contínuo Simplificado da NB-6123.....	72
VII.2.3 - Método Discreto da NB-6123.....	75
VII.2.4 - Método Dinâmico Consistente.....	78
VII.2.5 - Obtenção dos Deslocamentos e Acelerações.....	79
CAPÍTULO VIII - CONCLUSÕES.....	82
APÊNDICE I - PROGRAMA PARA APLICAÇÃO DO MÉTODO DISCRETO.....	85
APÊNDICE II - RESULTADOS DO PROGRAMA SUPERSAP.....	91
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	102

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

As edificações de um modo geral, anteriores ao período industrial, são de pequena altura, grande rigidez e de comportamento significativamente estático. Existem exceções como as torres mirantes e faróis, que apesar da altura considerável, possuem uma forma que proporciona uma grande rigidez. Após o período industrial, fase de iniciação ao processo de urbanização, a taxa de crescimento populacional veio a aumentar gradativamente. A escassez de área disponível favoreceu o aparecimento de edifícios de grande altura.

Na engenharia, a concepção estrutural evoluiu em paralelo ao desenvolvimento da tecnologia da construção. Os edifícios ao ganharem altura, perdem consideravelmente grande parte de densidade de massa e de rigidez. A utilização de materiais mais resistentes (é o caso do aço para os elementos estruturais), de métodos de cálculo estrutural mais sofisticados, de uma melhor integração do sistema estrutural e da eliminação de elementos da estrutura sem fins estruturais específicos proporcionam uma estrutura de pequena densidade, baixo amortecimento e com período fundamental de longa duração (1). Os edifícios altos construídos anteriormente à 2^a Guerra Mundial possuem uma média de 288 kg/m^3 ou mais de densidade, já os

edifícios construídos nas duas últimas décadas têm uma média de aproximadamente 144 a 192 kg/m³ de densidade (2).

Na análise dos edifícios altos de elevado índice de esbeltez, tornou-se indispensável para o dimensionamento verificar além do comportamento estático. A verificação do comportamento dinâmico se faz necessária para atender aos estados limites estabelecidos pela NB-1/78 (16).

Segundo a NB-1/78, os estados limites são definidos da seguinte forma:

"...uma estrutura ou parte dela atinge um estado limite quando de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável ou quando deixa de satisfazer às condições previstas para sua utilização."

Os estados limites estão divididos em duas categorias, a saber:

I - Estado Limite Último - corresponde à máxima capacidade de resistência ao carregamento. Esse estado corresponde à ruína por ruptura, por deformação plástica excessiva ou por instabilidade estrutural.

II - Estado Limite de Utilização - corresponde ao limite máximo tolerável, dentro das condições normais de uso para as quais a estrutura foi projetada. Esse estado corresponde à durabilidade, às fissuras, às deformabilidades e às vibrações.

A verificação aproximada do deslocamento devido à ação dinâmica, por meio de uma carga estática equivalente ao efeito máximo produzido pela carga dinâmica, é usualmente aplicada para verificação de níveis de deslocamentos e de tensões, atendendo-se ao estado limite último e ao limite de utilização de forma aproximada, como por exemplo a verificação do conforto humano à vibração. Para uma verificação mais consistente quanto ao estado limite último de utilização, especificamente relacionado com os efeitos das vibrações, é necessário obter o comportamento dinâmico da estrutura por meio da aplicação das cargas dinâmicas com as respectivas variações ao longo do tempo.

A segurança, a economia e o conforto em Edifícios Altos são os objetivos principais do projetista. O fato de tornar a estrutura segura e resistente a toda forma de solicitação, não é suficiente. O projeto deve assegurar o conforto do usuário, prevendo deslocabilidade e níveis de vibrações aceitáveis.

Com ênfase aos níveis de vibrações aceitáveis para o conforto humano em edifícios altos sob a ação do vento, fez-se um levantamento bibliográfico destacando-se os limites de vibrações mais empregados na engenharia e uma análise da consistência de seus resultados para um projeto estrutural real. Assim, este trabalho compõe-se de oito capítulos contendo os últimos sete capítulos os assuntos abaixo:

Capítulo II - Comportamento dos Edifícios sob a

ação do vento. Neste capítulo descrevem-se os tipos mais comuns de solicitações dinâmicas que produzem vibrações nos edifícios com uma abordagem mais detalhada sobre a ação do vento, o comportamento das estruturas sob ação do vento, os componentes estático e dinâmico do deslocamento, um estudo comparativo entre a aplicação das cargas de vento dinâmica e estática equivalente e a influência dos modos de vibrações.

Capítulo III - Comportamento da Velocidade do Vento. Neste capítulo descrevem-se o cálculo da velocidade média do vento segundo a NBR-6123 e os ajustes a serem feitos para uma análise do conforto humano.

Capítulo IV - Formas de percepção e tipos de reações humanas às vibrações. Este capítulo contém uma abordagem superficial sobre o tema com ênfase na área médica. Descrevem-se os fatores físicos e psicológicos do ser humano a percepção da vibração, bem como os seus efeitos sobre o organismo.

Capítulo V - Característica da Vibração e Limites de Aceleração para o Conforto Humano. Este capítulo contém uma abordagem sobre a classificação das vibrações segundo os sintomas causados ao ser humano e apresenta quatro limites de acelerações para o conforto humano mais usados na engenharia, tais como os limites propostos por Chang e Irwin, limites propostos na NB-6123 e comentários sobre o uso da ISO para o caso de vibrações causadas pelo vento.

Capítulo VI - Métodos para Determinação da Carga

de Vento. Descrevem-se neste capítulo quatro métodos para a obtenção da carga de vento visando à verificação quanto ao conforto humano. Os métodos são os seguintes,

- Método Dinâmico Aproximado de Davenport,
- Método Contínuo Simplificado (NB-6123),
- Método Discreto (NB-6123) e
- Método Dinâmico Consistente, baseado no código Húngaro de vento.

Capítulo VII - Aplicação Prática. Neste capítulo estudou-se um caso real de um edifício sujeito os efeitos das vibrações. Aplicou-se os quatros métodos apresentados no capítulo VI bem como os limites do capítulo V.

Capítulo VIII - Conclusões. Neste capítulo avalia-se o grau de aproximação entre os métodos de obtenção da carga de vento e os limites de aceleração apresentados para o conforto humano.

Assim, este trabalho fornece informações complementares ao projeto de revisão da Norma Brasileira de Vento, NB-6123, sobre os níveis máximos recomendáveis de vibrações em edifícios altos para o conforto dos usuários sob a ação do vento, como também compara os métodos de definição das cargas dinâmica do vento e os limites de conforto mais usados para um determinado projeto estrutural real previamente escolhido.

Para a análise do modelo, empregou-se o sistema de análise estrutural Supersap da empresa ALGOR de software (implantado num micro computador do tipo PC-XT), devido ao seu grande potencial gráfico e analítico,

permitindo assim rapidez e confiabilidade tanto na construção do modelo como na obtenção de seus resultados.

CAPÍTULO II

COMPORTAMENTO DOS EDIFÍCIOS SOB A AÇÃO DO VENTO

O edifício, de um modo geral para um observador, é visto como uma estrutura rígida e de comportamento estritamente estático. A estrutura, que a priori, teria um ambiente de caráter estacionário, é susceptível a limitações na fase de projeto (tais como de ordem econômica, de adequação estrutural ao gabarito, etc...) que conduzem a ser projetada com uma maior flexibilidade.

Devido a fatores fisiológicos e também a fatores psicológicos, os movimentos dinâmicos das estruturas com baixa rigidez, em níveis de percepção humana, nem sempre são toleráveis pelos usuários. Os níveis de tolerância dependem do tipo de movimento (isto é, se a vibração é do tipo transiente ou contínuo), da frequência, da duração, do tipo de atividade do ocupante, da posição de seus corpos no instante que a vibração ocorre e da percepção visual e auditiva (2). Os estudos para a resposta humana aos movimentos estruturais permitem concluir que a variação da aceleração, o "jerk", nos edifícios é o principal responsável pela sensação de desconforto, sendo que a aceleração tem-se mostrado satisfatoriamente, em teste práticos, como o melhor medidor dos níveis de desconforto (2,4,7,9).

Quanto às vibrações, os edifícios esbeltos, de

baixa rigidez estão sujeitos a cinco tipos mais comuns de solicitação dinâmica:

a) Abalos sísmicos

Em muitos países as estruturas no decorrer da vida útil estão sujeitas a frequentes terremotos de pequena intensidade e ocasionalmente de grande intensidade. Em geral, as acelerações de terremotos de baixa intensidade são moderadas se comparadas às acelerações dos veículos de transporte. No entanto, o fator psicológico é dominante naqueles movimentos, causando temor nos usuários não pelos níveis de deslocamentos ou acelerações, mas pelo potencial destrutivo que um terremoto possa ter.

b) Explosões

As explosões nas proximidades podem em alguns casos comprometer a integridade da estrutura. Os movimentos e as vibrações, somados ao barulho, se tornam extremamente perturbadores, interferindo desta forma no conforto dos usuários.

c) Tráfego de veículos

As vibrações provenientes das vias de transporte, nos arredores do edifício, são de alta

frequência , baixa amplitude e geralmente perceptíveis mas não perturbadoras. Entretanto, as intermitentes mudanças de aceleração são incômodas.

d) Tráfego de pedestres

O tráfego de pedestres causa uma vibração do tipo transiente, ou seja: o movimento dissipa-se com poucos ciclos de duração. Apesar desse tipo de vibração ser mais tolerável pelo ser humano do que as vibrações contínuas, pois têm um tempo bem menor de duração, elas devem atender aos níveis máximos recomendáveis.

e) Ação do vento

Vibrações devidas às forças aerodinâmicas constituem a forma mais comum de perturbação nos edifícios de baixa rigidez. O seu efeito sobre os edifícios depende de uma série de fatores, dentre os quais estão a velocidade e a direção do vento (que estão relacionados com a localização geográfica e topografia do local onde se encontra a estrutura), a altura, a forma , o amortecimento e a distribuição de massa na estrutura.

Para a carga de vento, a adequação do projeto estrutural visando atender à relação dos custos versus a segurança não é suficiente. Os deslocamentos e as vibrações devidas à ação dinâmica do vento nos andares superiores devem ser inferiores ao limiar das vibrações

para o ser humano ou esporadicamente a níveis superiores, contanto que não sejam perturbadores para o conforto humano (3). Esse fato compromete também, de certa forma a comercialização do imóvel. Cria uma imagem negativa onde os leigos no assunto temem pela segurança e põem em dúvida a integridade do projeto.

11.1- Componentes do Deslocamento.

A maneira mais usual de limitar possíveis danos aos elementos da estrutura como um todo é impor limites para os deslocamentos, podendo os níveis de tensões ficarem não otimizados com relação aos estados último. As normas em geral estabelecem para deslocamento lateral da estrutura, um deslocamento máximo que corresponde a um deslocamento de característica estática. Os edifícios, apesar de estarem dentro das limitações de deslocamentos permitidos pelas normas, podem vibrar excessivamente quando sujeitos a uma solicitação dinâmica, danificando a estrutura ou perturbando o conforto do usuários (2,3).

As forças aerodinâmicas, atuando sobre a estrutura, provocam uma flexão lateral na direção da velocidade do vento. O deslocamento correspondente é sub-dividido em dois componentes (4):

a) Componente Estático - Equivale ao

deslocamento provocado pela ação da velocidade média do vento

b) Componente Dinâmico - Equivale ao deslocamento provocado pela ação da velocidade flutuante do vento.

O componente de deslocamento dinâmico ou flutuante, ocorre em torno da configuração do equilíbrio estático com uma determinada frequência e duração (Fig.11.1).

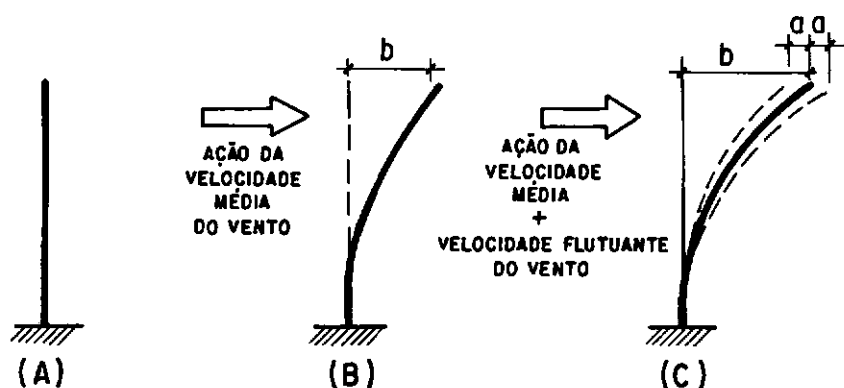


Figura 11.1 - Modelo esquemático do deslocamento. (A) Em repouso, (B) Deflexão estática - b , (C) Deflexão dinâmica = $b + a$, onde (a) é a componente flutuante)

11.2 - Carga Estática Equivalente Versus Carga Dinâmica

Em geral, os edifícios são calculados para uma carga de vento de forma simplificada, através da carga de vento estática equivalente. A aproximação é válida desde que as frequências naturais da estrutura sejam elevadas em relação às frequências predominantes do espectro de potência do vento (5). Nos casos comuns, a menor frequência da edificação (frequência fundamental), quando em grandeza muito inferior às suas demais frequências, é responsável por grande parte da energia de deformação na estrutura. Nesse caso, é usual considerar somente o valor da frequência fundamental para comparação com a frequência do espectro de potência do vento. Caso contrário, deve-se analisar a contribuição dos modos superiores até a ordem em que seus efeitos tornam-se quase nulos na resposta dinâmica, para efeito prático.

O problema pode ser visualizado na Fig. 11.2. Verifica-se que para edifícios normais com pequena esbeltez (proporção entre a altura e a menor dimensão em planta) a faixa das frequências naturais é bem maior que as componentes de frequências preponderantes do espectro de potência do vento. Nesse caso, os deslocamentos terão um comportamento quase estático, com uma componente de deslocamento flutuante em torno da deformada muito pequena, desprezível e imperceptível. Logo, é admissível aproximar-se a carga dinâmica do vento como uma carga estática.

Nos Edifícios Altos esbeltos, as frequências naturais são maiores que as frequências predominantes do

DENSIDADE ESPECTRAL REDUZIDA

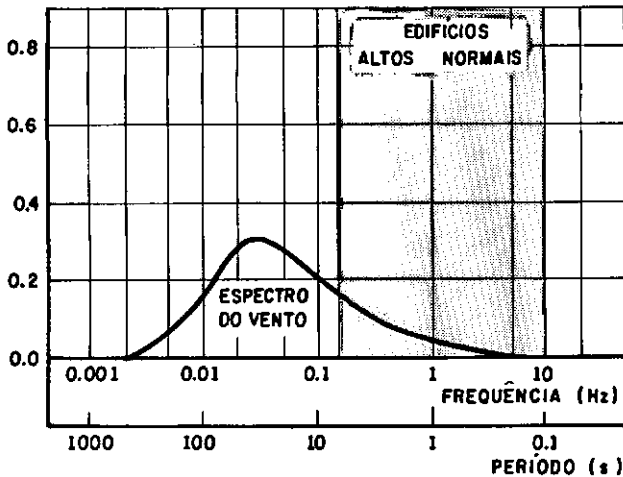


Figura 11.2 - Espectro de potência do vento
versus as frequências funda-
mentais dos edifícios altos.

espectro de potência do vento, porém estão próximas à máxima frequência do espectro. Logo, o deslocamento flutuante em torno da configuração da deformada estática assume valores consideráveis, portanto, perceptível ao ser humano. A carga de vento nesse caso é predominantemente uma solicitação do tipo dinâmica.

Quanto mais próxima for a frequência fundamental da edificação à máxima frequência preponderante do espectro de potência do vento, mais acentuada será a ação dinâmica na estrutura. O limite máximo teórico da resposta dinâmica da estrutura será quando a sua frequência natural for igual ou muito próxima da máxima frequência

natural do espectro de potência. Nesse caso, pode-se dizer que a estrutura estará em ressonância com a carga de vento.

A NB-6123 (15) sugere um parâmetro para determinar o tipo de aproximação a ser feito nas cargas de vento. É sugerido que em edificações com período fundamental igual ou inferior a 1 segundo, a influência da resposta flutuante será pequena sendo portanto a ação de vento tratada como carga estática equivalente, embutindo a parcela dinâmica no cálculo do tempo de ação da velocidade média. Repetindo-se o que foi exposto, só que em função da frequência: em estruturas com frequência fundamental igual ou inferior a 1 Hz, a influência da resposta flutuante é considerável, sendo necessária uma avaliação do comportamento estrutural mais criteriosa via análise dinâmica.

11-3 Modos de Vibração

Via o método de superposição modal, pode-se avaliar o comportamento estrutural dos edifícios sob a ação flutuante do vento ao longo do tempo. Em edifícios altos, o movimento constitui-se basicamente da superposição dos dois primeiros modos, modos de translações, somados com o terceiro modo, modo de rotação (6). Sendo assim, a estrutura basicamente translada nas duas direções ortogonais e gira em torno de um eixo vertical (Fig.11.3).

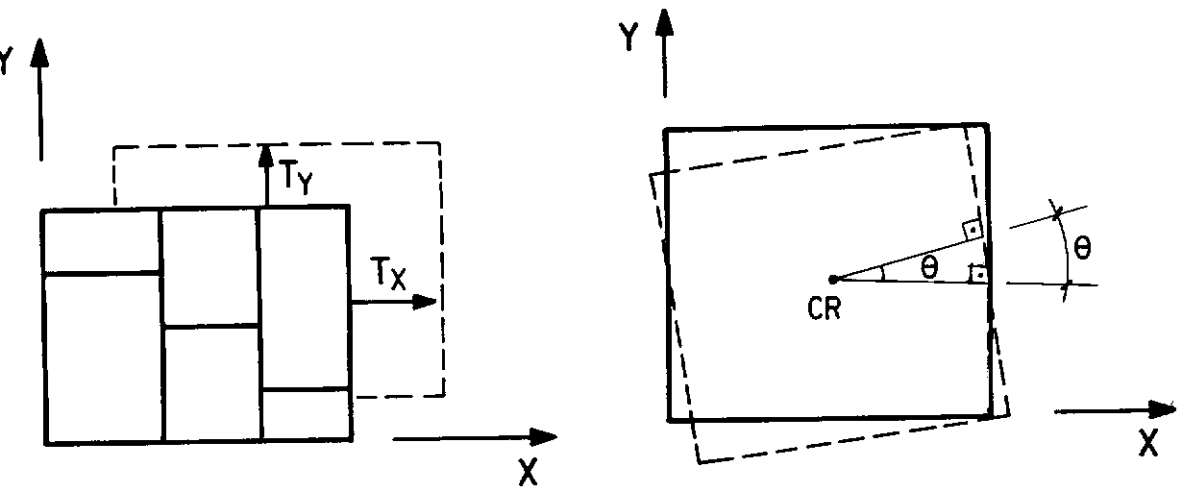


Figura 11.3 - Movimentos de translação na direção X (T_x), na direção Y (T_y) e gira em torno do eixo que contém o centro de rotação (C.R.)

Os critérios usados na determinação das tensões e estabilidade, podem ser suficientemente satisfeitos pela análise do modo fundamental, desde que no deslocamento lateral tenha-se predominância de participação do primeiro modo ou seja, os modos superiores de vibração tenham uma insignificante contribuição neste deslocamento.

A verificação dos limites de vibração se faz com a superposição de vários modos superiores (7,9). A participação dos modos no deslocamento lateral decresce em cada sucessão dos modos de vibração. Entretanto para a determinação da aceleração e dos "jerks" visando aos limites de conforto, requer-se a superposição de vários

modos. A contribuição dos modos superiores, para os valores da aceleração, está na ordem de 5% a 20% a mais da aceleração devida ao primeiro modo (24).

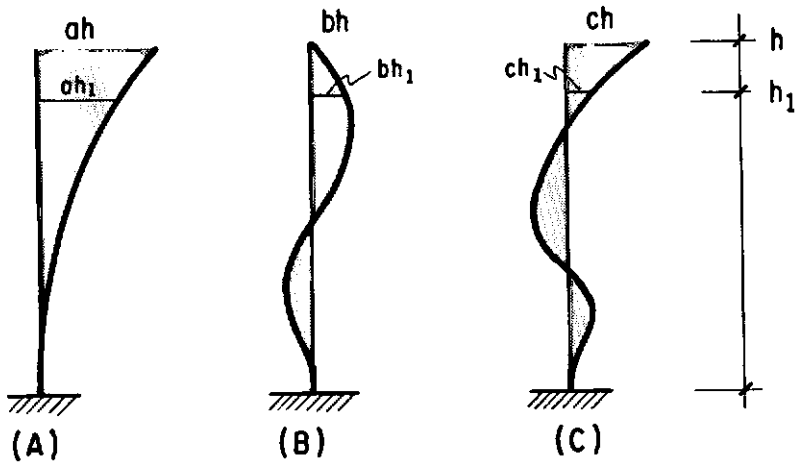


Figura 11.4 - Modos de vibração para uma estrutura plana.
((A) 1º modo; (B) 2º modo; (C) 3º modo.).

É observado que devido à superposição dos modos, os parâmetros de verificação do conforto humano podem estar situados em uma determinada altura, diferente da altura máxima da estrutura, a qual é mais intuitiva supor (9). Na Fig. 11.4 tem-se os três primeiros modos de vibração onde a aceleração (a) na altura (h) é indicado por (ah). A primeira hipótese é de aceleração máxima no topo da estrutura ou seja $Acel.Máx = ah + ch$, uma segunda hipótese é de aceleração máxima em h_1 qualquer onde $Acel.Máx = ah_1 + bh_1 + ch_1$.

CAPÍTULO III

COMPORTAMENTO DA VELOCIDADE DO VENTO

Pelos estudos anemométricos observa-se que a velocidade do vento pode-se dividir em duas parcelas a saber (12):

$$V(t) = \bar{V} + V_1(t) \quad (III.1)$$

onde:

$V(t)$ - velocidade total do vento ao longo do tempo

\bar{V} - Primeira parcela representando a média das velocidades instantâneas em um determinado período. A magnitude desta parcela cresce com a altura e a razão de crescimento é fortemente influenciada pela rugosidade do terreno. A uma altura determinada, a velocidade média tende a estabilizar (Fig. III.1).

$V_1(t)$ - Segunda parcela representando a componente flutuante da velocidade. Essa parcela se mantém com uma certa

uniformidade dinâmica ao longo da altura (Fig III.2).

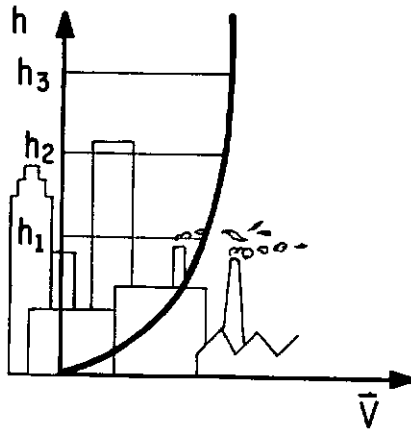


Figura III.1 - Velocidade média do vento ao longo da altura.

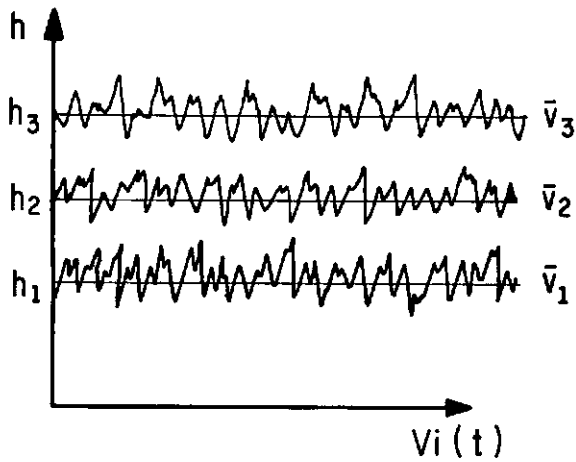


Figura III.2 - Componente flutuante da velocidade em tres alturas.

Para determinação da velocidade média (\bar{V}), a NB-6123 (15), ou antiga NB-599, sugere uma determinada velocidade básica multiplicada pelos fatores S1, S2 e S3. A velocidade básica e os fatores são definidos da seguinte forma:

$$\bar{V} = V_0 . S1 . S2 . S3 \quad (III.2)$$

onde,

V_0 = velocidade básica do vento - é a velocidade de uma rajada de 3 segundos, exercida em média uma vez em 50 anos, a 10 metros acima do terreno em campo aberto" (8). A NB-6123 apresenta um gráfico das isopletas de velocidade média, podendo-se estimar a velocidade média nas diversas regiões do Brasil (Fig III.3).

S1 - Fator topográfico determinado segundo o item 5.2 da NB - 6123.

S2 - Fator que considera a rugosidade do terreno, dimensões da edificação e a altura sobre o terreno (item 5.3).

S3 - Fator estatístico, considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação (item 5.4).

Para efeito de verificação do conforto humano, é conveniente utilizar-se de períodos de recorrência, para a

velocidade média do vento, menores do que o utilizado pela NB-6123 para o projeto estrutural. O fato é comprovado em

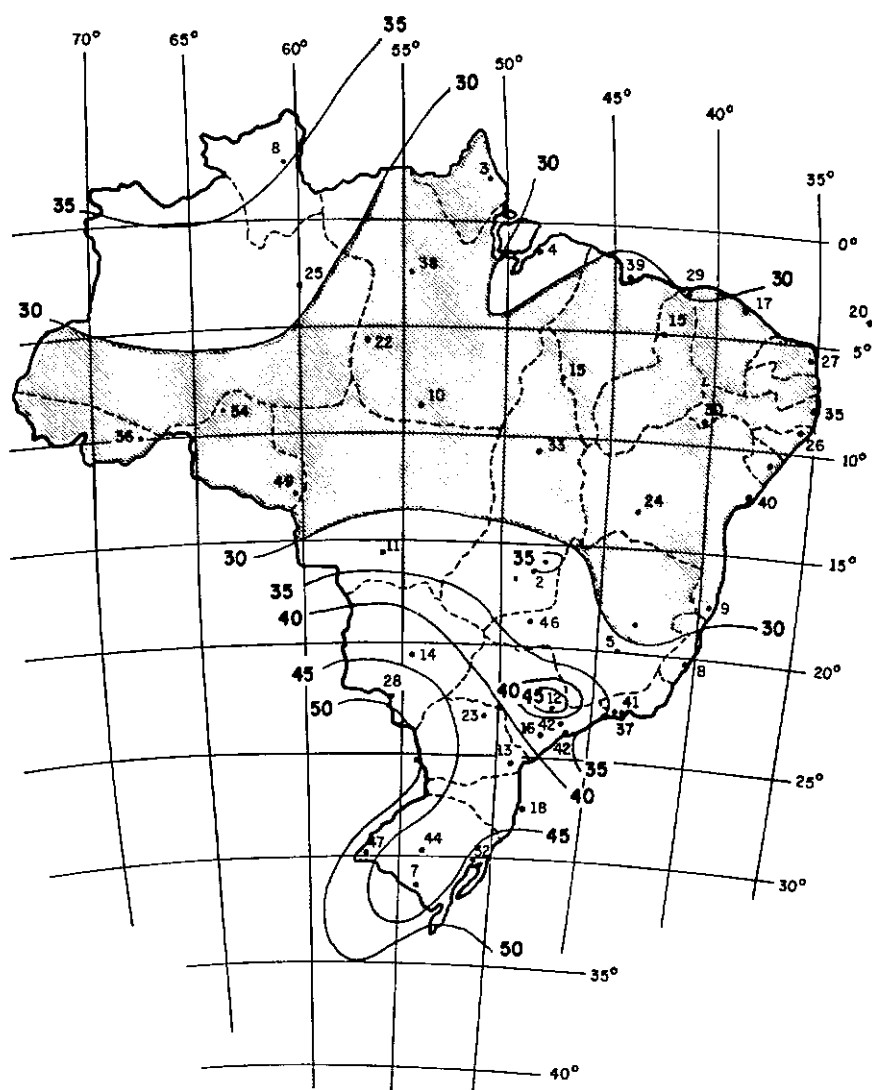


Figura III.3 - Isopletas das velocidades médias.

enquetes realizadas em edifícios, logo após a uma

excitação devida a ação forte do vento (6,3). Verifica-se que uma pequena porcentagem de ocupantes, na ordem de 3% a 12% da população do edifício(1), se opõem a recorrência do evento em mais de uma vez no ano. Com o exposto acima, conclui-se que o período de recorrência usado normalmente na NB-6123 (15) de 50 anos, na fase de projeto, é inadequado e superestimado para uma verificação dos níveis de vibração toleráveis para o conforto humano. Na ref.(15), sugere-se nesse caso um período de recorrência de 10 anos.

Os períodos de recorrência comumente sugeridos por diversos estudos (12,8,10) variam de 2 a 10 anos. O período de recorrência deve ser uma escolha conjunta com os níveis de vibrações aceitáveis para o conforto, dentro dos limites recomendáveis para cada fim de uso da edificação. Os edifícios, por exemplo, os quais se destinam a uma atividade hospitalar, deverão possuir níveis de aceleração mais baixos e com um período de recorrência maior do que os edifícios destinados ao comércio.

De uma maneira geral, é sugerido um período mínimo de recorrência de 5 anos para os 10 piores minutos de ação do vento (10).

A NB - 6123 (15) permite recalcular a partir da velocidade básica a velocidade média com outros períodos de recorrência, probabilidade e intervalos de tempo que variam de 3 s a uma hora (8).

CAPÍTULO IV

FORMAS DE PERCEPÇÃO E TIPOS DE REAÇÕES HUMANAS ÀS VIBRAÇÕES

A percepção dos sentidos humanos é um ato subjetivo, que varia de pessoa para pessoa (1,3). O dicionário de psicologia Larousse tem uma definição sucinta para a percepção:

"...toda percepção é também uma interpretação que implica a personalidade inteira. Mais que um simples fenómeno sensorial, é uma conduta psicológica complexa que se liga a um quadro de referências particulares elaboradas a partir da experiência pessoal."

A determinação do limiar humano à vibração não é um parâmetro para ser analisado isoladamente na verificação do conforto humano. A análise deve ser feita com uma combinação de fatores para se obter a otimização máxima do projeto. Um desses fatores é determinar a que nível de conforto se deseja obter, ou qual é o nível mais adequado para a estrutura.

O nível de conforto pode ser dividido em 5 zonas de intensidade de percepção diferentes, sendo que 4 zonas estão em faixas superiores ao limiar humano.

Segundo as ref.(6,11,14) as 5 zonas de conforto são as relacionadas na tabela IV.1.

Zona	Característica
1.....	Imperceptível.
2.....	Perceptível (sem objecção)
3.....	Perceptível e Incômodo (com objecção)
4.....	Perceptível e Muito Incômodo (com objecção e quando prolongado se torna intolerável)
5.....	Intolerável (Insuportável em qualquer circunstância mesmo para período pe- queno)

Tabela IV.1 - Zonas de conforto

Neste texto o limiar à vibração se encontra nos limites de transição das zonas 1 e 2, onde é fracamente perceptível. A zona máxima para projetos com fins de uso humano, se encontra na segunda zona, a qual é ponderada com o período de recorrência adequado para a utilização do edifício. A magnitude da percepção do limiar pode ser influenciada por vários fatores. Dentre os mais comuns tem-se, segundo a ref. (1), os seguintes:

- a) Período de oscilação,
- b) Orientação, movimento e postura do corpo,
- c) Expectativa quanto ao movimento,
- d) Percepção auditiva e visual .

Para a International Standard Organization (17), o corpo humano está sujeito a 3 tipos de exposição à vibração, a saber:

a) Vibrações transmitidas simultaneamente para toda a superfície do corpo - ocorre quando o corpo é submerso em um meio vibrante.

b) Vibrações transmitidas para o corpo como um todo através de superfícies de suporte, isto é, os pés de um indivíduo em pé, as nádegas de um homem sentado ou de forma geral, através de áreas de suporte onde o indivíduo esteja recostado.

c) Vibrações aplicadas em partes específicas do corpo, tais como a cabeça ou membros. Exemplo: transmissão aos pés através dos pedais, às mãos pelo volante ou à cabeça pelo encosto .

Nos edifícios, a forma de exposição dos

ocupantes à vibração para a ação do vento é caracterizada pelo tipo b. As partes mais comuns do corpo humano em contato com a superfície vibrante são os pés através do piso, nádegas através do assento da cadeira ou partes do corpo recostado em superfície.

IV.1 - Formas Sensoriais de Percepção do Movimento em Edifícios

IV.1.1- Aspectos Fisiológicos e Psicológicos.

Dividem-se os métodos de avaliação do limiar de vibração em duas zonas de frequência:

- a) Frequências superiores a 1 cps.
- b) Frequências inferiores a 1 cps.

A distinção acima se faz pelas características diferentes de sintomas no ser humano. As vibrações na faixa de frequências inferiores a 1 cps, estão associadas ao sintomas de "cinestesia" (mal-estar generalizado provocado pelo movimento ou doença do movimento) de características diferentes dos efeitos das vibrações de frequências superiores a 1 cps. Os aspectos destes sintomas dependem de fatores individuais complicados e não

são simplesmente relacionados com a intensidade, frequência ou duração do movimento provocativo.

Vibrações mecânicas, aplicadas em partes do corpo humano de frequência superior a 1 cps, produzem de modo crescente sensações e efeitos que são altamente dependentes dos fatores locais como a direção precisa, local, área de aplicação da vibração e a presença de materiais amortecedores (17).

Geralmente as vibrações de frequências superiores a 1 cps são do tipo transiente, isto é, existe uma taxa de decréscimo as oscilações. A taxa de decréscimo é diretamente relacionada ao coeficiente de amortecimento da estrutura. As vibrações freqüentes em lajes de frequências que geralmente são superiores a 1 cps, causadas por uma força pontual, instantânea e de direção vertical, são distintas das vibrações causadas pela ação do vento, as quais têm direção horizontal e são vibrações do tipo contínuo em um determinado intervalo de tempo.

As acelerações linear e angular são parâmetros físicos sensíveis ao ser humano. Acredita-se que a aceleração, a mudança de aceleração e a frequência são as causas maiores do desconforto (3,11). Preponderantemente, tem-se a aceleração como parâmetro de medida aproximada de desconforto.

Nos casos mais gerais, os edifícios altos vibram sobre dois eixos ortogonais com frequências que variam de 0,07 a 0,3 cps (1). Dependendo da geometria e da característica da estrutura, o movimento pode ser

perceptível para os sentidos humanos através do tato, da visão, da audição e/ou pelo mecanismo de equilíbrio humano, especificamente pela membrana vestibular e otólitos, elementos não auditivos do ouvido interno responsáveis pelo equilíbrio.

Resultados de pesquisas têm mostrado que a aceleração linear é detectada pelos otólitos. O limiar destes sensores para a aceleração linear de longa duração (maiores que 5 seg.) é de 0,1% da aceleração da gravidade. A estimulação do vestibular é predominante com oscilações senoidais de frequências que estão no intervalo de 0,1 a 0,3 cps, com picos de um décimo da aceleração da gravidade (0,1 g) (2).

A percepção táctil do ser humano é observada internamente e externamente. Várias partes do corpo humano tem frequências naturais que variam de 3 a 5 cps. Para frequências elevadas os sintomas podem ocorrer pela interação interna entre os diversos órgãos e partes do corpo. Em frequências baixas, como é o caso dos edifícios altos, a percepção táctil ao movimento ocorre externamente pela variação de pressão em contato com o corpo.

Os movimentos horizontais devidos a vibração são observados de uma maneira interessante ao associar-se o movimento do ser humano ao movimento de um pêndulo. Mecanicamente, uma pessoa em pé é como um pêndulo invertido. Quando o piso está sujeito a uma aceleração horizontal, ocorre um movimento do corpo para frente e para trás ou para os lados. O movimento é detectado e

reagido pelo ser humano pelo sistema de equilíbrio, o ouvido interno. A reacção mecânica ao movimento se dá na direcção oposta ao movimento da superfície vibrante e se torna mais perceptível quando o indivíduo está posicionado na direcção perpendicular ao movimento. O equilíbrio é mantido pela sensibilidade tátil do pé, onde existe uma certa diferença de pressão, de acordo com o movimento do corpo. A posição sentada aumenta a limiar do movimento que também é detectada pela diferença de pressão entre a superfície vibrante e as partes do corpo em contato. Devem-se considerar, segundo a ISO (17), as superfícies que tenham um mecanismo de amortecimento que diminui consideravelmente os efeitos da vibração.

A estrutura submetida ao carregamento lateral de vento sofre deflexões. Os movimentos em torno da configuração deformada média provocam fricções entre as diversas partes estruturais causando ruídos. Os sons de rangidos e estalos são oriundos do trabalho das ligações, pelo atrito entre as paredes modulares e o núcleo central, etc... Outros sons são também perceptíveis como por exemplo: sons de assobio devidos à acção do vento sobre a superfície externa (principalmente nas proximidades dos vértices), som do atrito do movimento das cabines dos elevadores contra as guias laterais e também devidos aos cabos de sustentação chocando-se entre si. No caso do elevador, pode-se imaginá-lo, também, como um pêndulo no qual os cabos de sustentação estão na parte superior, no último piso ou em pisos intermediários, e a cabine na

extremidade inferior. O movimento dos edifícios, em geral, tem maior amplitude nos últimos pisos. O deslocamento do topo do edifício excita o pêndulo (cabo-cabine). À medida que a cabine se afasta da base dos cabos maior é a amplitude do movimento oscilatório.

Segundo estudos citados na ref.(6), o diagrama do som parece coincidir com a frequência do movimento e seguir a velocidade da estrutura. Por exemplo: um edifício com um período fundamental de 5 s poderá produzir um som de rangido contínuo com pausas curtas a cada 2,5 s. A relação entre o som e a velocidade pode ser vista da seguinte forma: considerando-se o som causado pela estrutura como uma superposição dos sons produzidos pela fricção de diversas partes estruturais, à medida que o edifício se movimenta mais rápido o número de vezes de fricção aumenta e o barulho conseqüentemente parece ser mais forte.

A vibração dos edifícios altos é perceptível indiretamente pela visão. São observadas pequenas vibrações em objetos tais como: adornos, quadros, portas e queda de objetos como um livro sobre a estante. Uma maneira de verificar se a estrutura está vibrando, é construir um pêndulo e fixá-lo em um elemento da estrutura. As vibrações de rotações em torno do eixo vertical são também indiretamente perceptíveis. Para detectar é necessário fixar o foco visual em um referencial externo distante, de modo que possa manter o ambiente interno do edifício dentro do campo visual. Desse

modo tem-se a ilusão de que o referencial externo se movimenta. A sensação do movimento é levada ao Vestibular pela visão, através da variação das linhas horizontais e verticais de referência.

Finalmente, a percepção está intimamente relacionada ao estado emocional do indivíduo. O medo, ansiedade e preocupação influenciam decisivamente na resposta. Uma pessoa que teme um desmoronamento do edifício, poderá ter o limiar reduzido pela implicação psicológica da situação.

Em geral, a vibração causada pelo vento num edifício é perceptível por um número pequeno de pessoas, pois cada pessoa possui um nível diferente de percepção e está sujeita a intensidades de vibrações diferentes ao longo da altura da edificação. O limiar é aumentado se o usuário estiver concentrado em uma atividade ou localizado em andares inferiores. Apenas os ocupantes do último terço da altura estão sujeitos a maiores reações (3,6). Na ausência de um motivo forte, é comum um número considerável de pessoas só perceber os movimentos a partir de comentários com outros ocupantes de limiar mais baixo.

Existe uma relação entre a idade e os níveis do limiar, pois a idade diminui consideravelmente o limiar de vibração.

IV.2 - Sintomas às Vibrações

Em edifícios altos o sintoma mais freqüente é o mal-estar generalizado, o qual não é especificamente apontado pelo usuário. Apesar do nível do movimento ser baixo, poderá perdurar por muitos minutos. O movimento em muitas vezes não é perceptível fisicamente, mas inconscientemente gera desconforto após certo tempo de exposição (6). O tempo de início dos sintomas varia de pessoa para pessoa. Os sintomas, de maneira em geral, estão associados à Cinestesia (doença do movimento). Neste caso, é comprovado em experiências sintomas de dor de cabeça, náusea, tontura e em casos extremos o vômito.

A percepção do movimento não implica que o movimento seja incômodo; algumas pessoas o acham divertido e o nível do limiar está relacionado com as experiências anteriores de cada indivíduo (6,10). Ocupantes de edifícios que já tenham anteriormente experimentado um certo número de vezes as vibrações, são mais tolerantes ao movimento.

CAPÍTULO V

CARACTERÍSTICAS DA VIBRAÇÃO E LIMITES DE ACELERAÇÃO PARA O CONFORTO HUMANO.

Pesquisas para avaliar a tolerância humana às vibrações, dividem-se basicamente em dois limites de frequências de acordo com as características diferentes dos sintomas.

a) Limites de 1 a 100 cps.

Na faixa de 1 a 100 cps , a indústria aero-espacial, em destaque, desenvolve pesquisas para estabelecer parâmetros de conforto que atendam às condições ambientais exigidas no ar. Os trabalhos obtiveram maior ênfase na década de 60 e início da década de 70.

b) Limites menores que 1 cps.

Pesquisas, nos limites acima, são conduzidas principalmente pela indústria naval. O objetivo é avaliar os sintomas de náusea provocados pelos movimentos das embarcações náuticas.

Além dos sintomas diversos descritos no item IV.2, tem-se a distinção quanto ao tipo de vibração. Nos

ambientes aero-espaciais, as vibrações possuem frequências elevadas que em termos de conforto dependem dos seguintes fatores:

- a) Posição do indivíduo durante a exposição,
- b) Direção de aplicação da vibração,
- c) Intensidade e
- d) Duração do movimento.

Para o meio náutico, a frequência de vibração é pequena e envolve outros fatores para o conforto humano. Além dos que foram mencionados anteriormente, acrescenta-se principalmente:

- e) Sensibilidade (limiar pessoal) e
- f) Estado psicológico.

Os edifícios altos apresentam, na maior parte das vezes, vibrações de limite inferior a 1 cps semelhante aos estudos na área naval. A principal diferença está na direção do movimento predominante e por este motivo os resultados poderão não ser ambivalentes. Nos edifícios sob a ação do vento, a direção do movimento é predominantemente horizontal, enquanto em uma embarcação, o movimento é predominantemente vertical. Pelo aspecto psicológico, existe uma expectativa de movimento no navio,

enquanto em um edifício não há. A concepção pré-determinada de um indivíduo, é de que um edifício de estrutura aparentemente rígida não se movimenta.

Especificamente para níveis de vibrações visando o conforto humano em edifícios altos, a bibliografia é pequena e antiga. Os responsáveis por certos edifícios que possuem instrumentação e um arquivo de dados se limitam a não fornecê-los. Acredita-se que a razão seja, por parte dos proprietários, uma preocupação quanto à depreciação do imóvel por notícias de risco de interdição, em caso extremo, ou por propaganda negativa no meio imobiliário (tais como objeção do trabalhador de ficar no local de trabalho em dias de ventos fortes, redução da produtividade, etc...), no caso do projeto ser deficiente. Por outro lado, existe um interesse do projetista em manter sigilo no caso de obter sucesso, colocando os seus serviços mais competitivos.

Uma quantidade significativa de sugestões de limites de aceleração para o conforto humano em edifícios altos, é baseada em extrapolações de dados de frequências superiores às obtidas nos edifícios altos. Neste caso é questionada a sua validade, já que as vibrações possuem características diferentes para limites acima e abaixo de 1 cps.

V.1 - Limites de Acelerações para o Conforto Humano

V.1.1 - Limites Propostos por Chang.

Nas refs.(11,14), são sugeridas zonas de conforto com respectivos limites de aceleração com aplicação prática transcrita na tabela V.1.

A faixa de frequências usada nos estudos para posterior extrapolação foi de 1 a 27 Hz, cuja fonte é o trabalho de Parks e Snyder mencionado pelo autor da ref.(6). O trabalho apresenta uma grande variação dos resultados na proximidade da frequência de 1 Hz, verificados por outros autores.

Limites de aceleração	Zonas de Conforto
abaixo de 0,005g	Não perceptível
0,005g - 0,015g	Perceptível
0,015g - 0,050g	Incômodo
0,050g - 0,150g	Muito incômodo
acima de 0,150g	Intolerável

Obs: g - aceleração da gravidade

Tabela V.1 - Limites de aceleração e respectivas zonas de conforto .

A validade dos limites é argumentada pelo próprio autor na ref.(14), que cita que a extrapolação é possível desde que as variáveis estejam dentro dos limites abaixo:

Período - geralmente de 4 a 10 s,

Direção - horizontal,

Zona de conforto - Perceptível a incômodo,

Duração - do tipo da rajada de vento e

Posição do ocupante - em pé, sentado ou
deitado.

Partir dos dados da tabela V.1, pode-se construir um gráfico para verificação dos limites de conforto humano, onde na abscissa tem-se a amplitude do deslocamento e na ordenada o período.

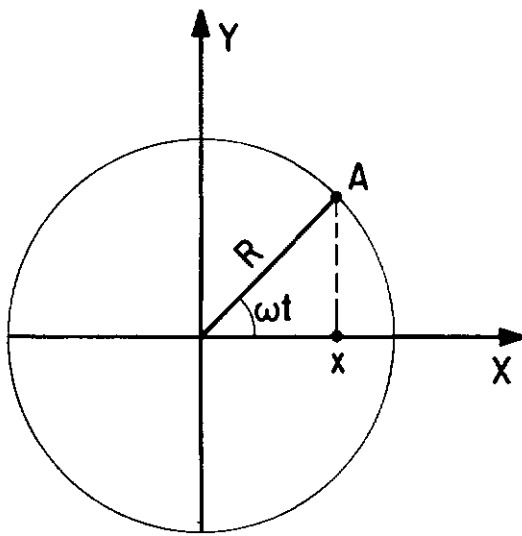


Figura V.1 - Movimento harmônico

Para construção do gráfico, assume-se que uma partícula "A" se movimente com velocidade angular ω sobre um círculo de raio R (Fig.V.1). O movimento de projeção desta partícula sobre o eixo x é representado por uma função harmônica, neste caso função cosseno, com amplitude R .

O movimento da partícula sobre o eixo x , é dado pela expressão:

$$X = R \cdot \cos (\omega \cdot t) \quad (V.1)$$

onde, X - deslocamento em x ,
 R - amplitude,
 ω - velocidade angular e
 t - tempo.

Pelo cálculo da derivada primeira, segunda e terceira em relação a t , tem-se respectivamente a velocidade, a aceleração e a taxa de variação da aceleração da projeção de A . Logo,

$$X' = - R \cdot \omega \cdot \sin (\omega \cdot t) \quad (V.2)$$

$$X'' = - R \cdot \omega^2 \cdot \cos (\omega \cdot t) \quad (V.3)$$

$$X''' = R \cdot \omega^3 \cdot \sin (\omega \cdot t) \quad (V.4)$$

Considerando-se a máxima aceleração e desprezando-se o seu sentido, tem-se

$$X''_{\max} = R \cdot \omega^2 \quad (V.5)$$

A velocidade angular é dada por,

$$\omega = 2 \cdot \pi \cdot f \quad \text{e} \quad f = 1/T \quad (V.6)$$

onde: f é a frequência em Hz e T é o período (s).

Das equações V.5 e V.6, tem-se,

$$X''_{\max} = 4 \cdot \pi^2 \cdot R \cdot 1/T^2 \quad (V.7)$$

Considerando-se os limites de aceleração em termos de porcentagem da aceleração da gravidade (g), obtém-se,

$$Acel(\%g) = 4 \cdot \pi^2 \cdot R \cdot 100/(T^2 \cdot g) \quad (V.8)$$

ou,

$$R = Acel(\%g) \cdot T^2 \cdot g / (400 \cdot \pi^2) \quad (V.9)$$

Agora considerando a aceleração da gravidade $g = 981 \text{ cm/s}^2$, finalmente tem-se a expressão da amplitude, agora denominada de u, versus o período,

$$u = 0,2481 \cdot Acel(\%g) T^2 \quad (V.10)$$

Para: T - período em segundos,

Acel(%) - aceleração do limite de conforto em porcentagem de g, e

u - amplitude em centímetros.

Arbitrando valores para T, na eq. V.10, constrói-se o gráfico V.1.

A validade dos limites da aceleração sugeridos pela ref.(14), foi avaliada por instrumentos e

observações em edifícios altos. Como uma prova de confiabilidade, serão transcritos os resultados verificados no edifício "Empire State" em New York, N.Y..

O período fundamental teórico do edifício Empire State é de 8,3 s. Baseado nos estudos de Rathbun's, com uma velocidade de 130 km/h, o edifício defletirá 165 mm e vibrará com a componente flutuante do deslocamento de 183 mm. A máxima deflexão será de $165 + 183/2 = 257$ mm e a amplitude de vibração será de $183/2 = 91$ mm. Plotando a amplitude de 91 mm versus o período de 8,3 s, verifica-se que o comportamento do edifício se encontra entre as zonas de conforto não perceptível e perceptível, embora bem próximo da limiar de percepção. Os resultados teóricos estão em acordo com os resultados obtidos no local.

V.1.2 - Limite Proposto na NB-6123

Com relação aos níveis máximos de aceleração, a NB-6123 menciona que para atender ao conforto humano os níveis de aceleração não devem ser superiores a $0,1 \text{ m/s}^2$ ou $0,01 \text{ g}$ e a aceleração máxima do movimento harmônico, para cada modo (j) é obtida a partir da equação V.7,

$$A_{\text{col}}(j) = 4 \cdot \Pi^2 \cdot f_j^2 \cdot u_j$$

onde: $A_{el}(j)$ - amplitude da aceleração,
 f_j^2 - frequência fundamental do
 modo j em cps e
 u_j - amplitude do deslocamento.

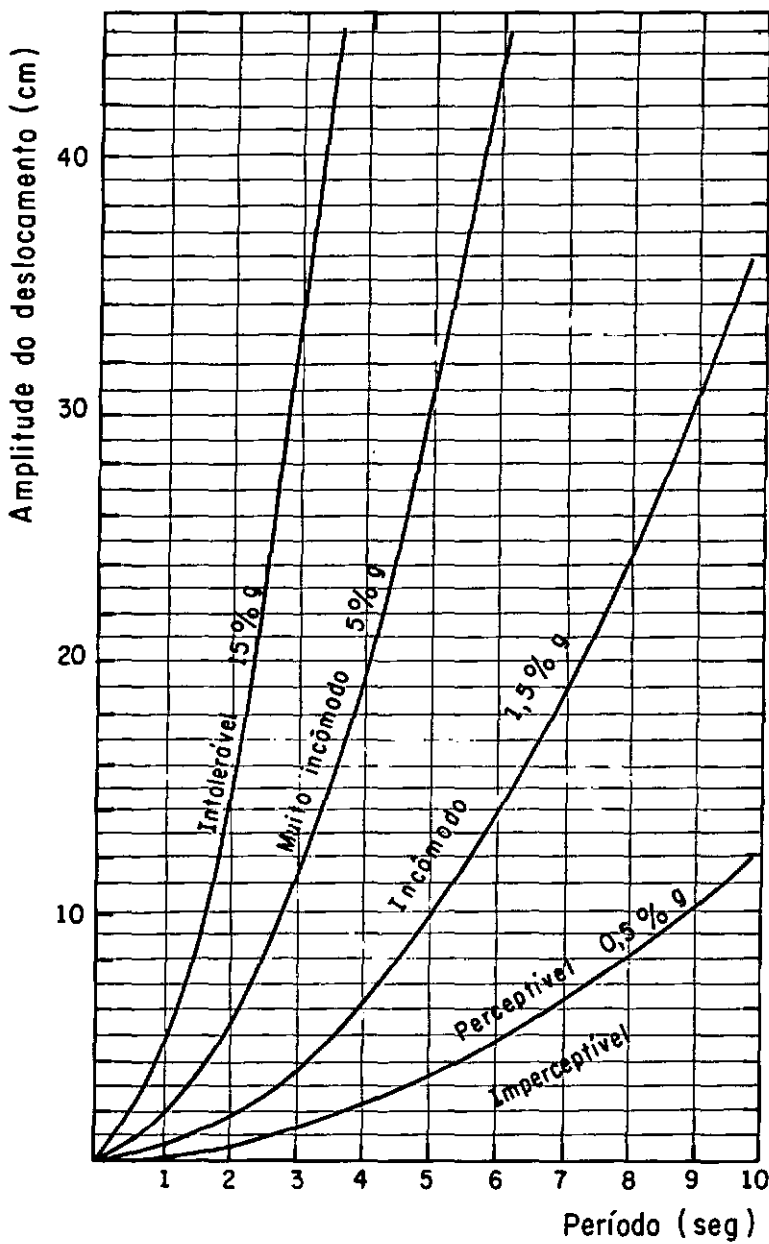


Gráfico V.1 - Limites de conforto de Chang.

V.1.3 - Limites propostos na ISO

A norma de padronização americana (17) quanto as vibrações para o conforto humano é dividida em 3 partes, a saber:

Parte 1 - Requisitos gerais

Parte 2 - Avaliação da exposição humana às vibrações e ao choque em estruturas no limite de frequência de 1 a 80 Hz (Para avaliação em edifícios altos, não é recomendável a utilização desses limites, já que os valores das frequências nos edifícios são de grandeza inferior).

Parte 3 - Avaliação da exposição humana à vibração vertical, na faixa de frequência de 0,1 a 0,63 Hz.

A terceira parte estaria bem empregada se o movimento fosse avaliado para a direção horizontal. A parcela de movimento horizontal nos edifícios, devido à ação lateral do vento, é dominante. O movimento da componente vertical se torna um efeito de 2ª ordem.

Ao comparar as grandezas das vibrações da ação do vento com as vibrações verticais transientes, decorrentes de uma outra fonte de ação vertical, verifica-se que a componente resultante de vibração vertical causada pelo vento é completamente dominada pela

ação das cargas dinâmicas verticais que normalmente possuem frequências superiores a 1 cps e conseqüentemente são de características diferentes já descritas no capítulo V item 1.

De uma forma precisa, a ref(17) não determinará bons resultados para o conforto humano quanto às vibrações causadas pela ação lateral do vento.

V.1.4 - Limites Propostos por Irwin

Na ref.(10), o autor sugere uma série de gráficos de forma a fixar limites superiores de aceleração para o conforto em edifícios altos.

Para determinação dos limites, teve-se em consideração as seguintes observações:

- a) Percepção do movimento sem perturbações (não considera os sinais que conduzem à redução do limiar),
- b) Tipo de utilização da estrutura,
- c) Período do dia,
- d) Natureza do trabalho praticado pelo usuário,
- e) Zonas de conforto perceptível e tolerável,
- f) Direção do movimento, horizontal e

g) Vibrações do tipo b descrito no capítulo IV.

Para o caso geral de edifícios altos, é indicado como limite máximo de aceleração horizontal para os 10 piores minutos de ação do vento e período mínimo de recorrência de 5 anos, os limites do gráfico V.2. Os valores são válidos para o corpo por inteiro em vibração em qualquer direção transversal dentro do plano horizontal (Fig. V.2).

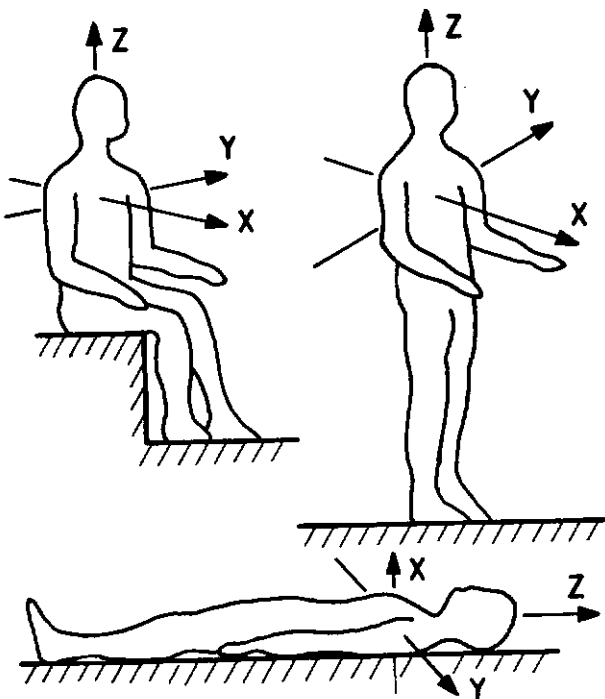


Figura V.2 - Direções para as acelerações

Algumas recomendações para uso dos limites são observadas:

a) No caso onde o movimento é melhor representado pela superposição de mais de 1 modo de vibração, é recomendável analisá-los e processá-los separadamente.

b) Ao considerar o modo de rotação, os limites de aceleração deverão ser menores do que o obtido do gráfico, pois o efeito visual provocado pela rotação, exagera a sensação do movimento.

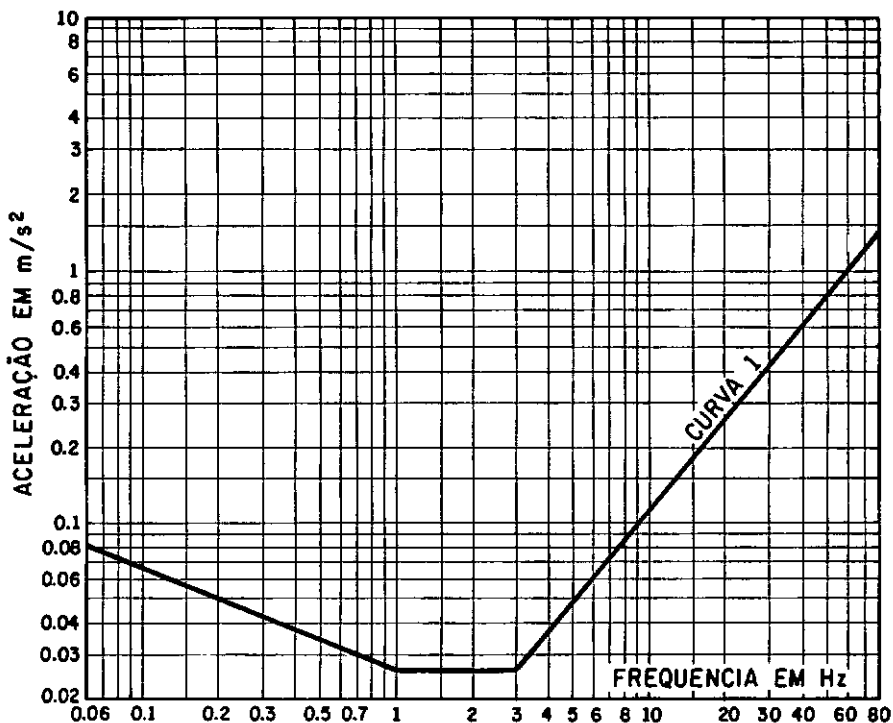


Gráfico V.2 - Limites de conforto para o caso geral de edifícios

c) No uso dos gráficos, considerar o ambiente com um bom isolamento acústico. Os sons provenientes do movimento dos elementos estruturais, bem como os da ação do vento na parte externa da estrutura, interferem no limiar do ocupante. Caso seja inevitável, é conveniente reduzir os limites obtidos.

Para os edifícios, sujeitos a uma ocorrência freqüente e a um controle rigoroso, sugere-se os limites mínimos especificados no gráfico V.3, o qual combinado com os fins de uso da estrutura, o limite da aceleração, que neste caso trata-se do limiar, é ponderada por um fator de majoração da tabela V.2.

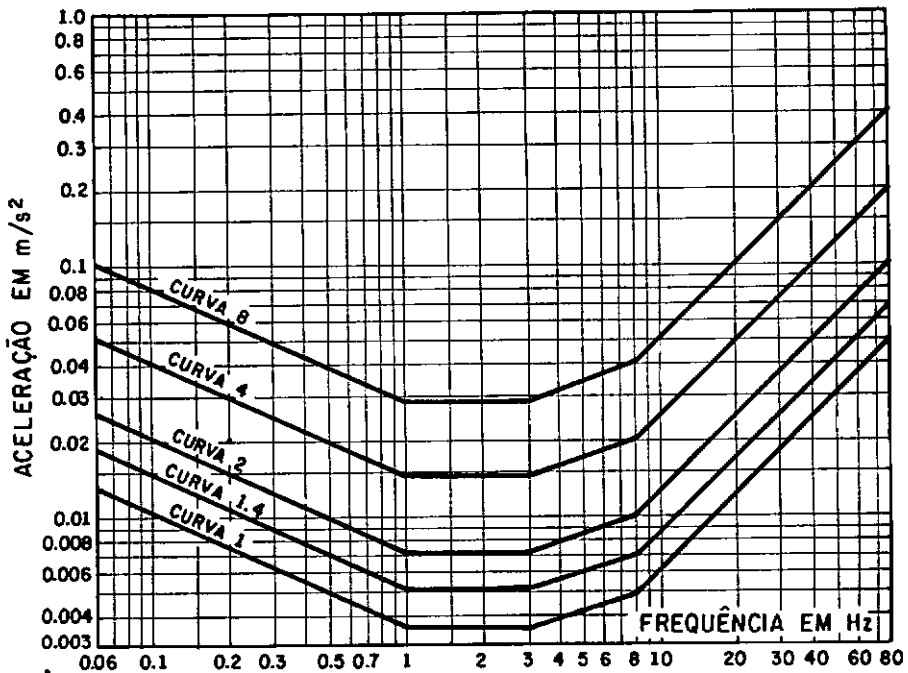


Gráfico V.3 - Limites de conforto
para casos específicos

Os resultados são obtidos em laboratório e in loco, onde a estrutura é sujeita as forças simuladas e naturais. Maior ênfase é dada aos resultados obtidos in loco, que se compõem de medidas do movimento e a consulta a oblação dos ocupantes.

Uso	Turno	Fator de majoração
Áreas críticas de hospitais	dia	1
	noite	1
Residencial com mínimo de perturbação	dia	2
	noite	1,4
Residencial e hospitalar em geral, escritórios	dia	4
	noite	4
Comércio	dia	8
	noite	8

Tabela V.2 - Fator de majoração para casos específicos.

Obs: O número da curva a ser usada no gráfico V.3 corresponde ao valor do fator de majoração.

CAPÍTULO VI

MÉTODOS PARA DETERMINAÇÃO DA CARGA DE VENTO

VI.1 - Método Dinâmico Aproximado de
DAVENPORT

Segundo Davenport, ref(12,13), a pressão em um ponto qualquer da estrutura é dada pela expressão,

$$P = G \cdot \bar{P}(z) \quad (VI.1)$$

onde: P - Pressão do vento devida aos efeitos da componente da velocidade média (\bar{V}) e da componente de velocidade dinâmica ($V_i(t)$),

G - Fator de rajada e

$\bar{P}(z)$ - Pressão global devida à ação do vento obtida em testes de túnel de vento ou no caso da NB 6123, correspondente à pressão exercida pela força de arrasto sobre a superfície efetiva,

O fator de rajada, G , é dado pela seguinte expressão de Davenport ref (6,7),

$$G = 1 + g.r.\sqrt{B + R} \quad (VI.2)$$

onde :

g - fator de pico em função da frequência fundamental e do período de ação definido na velocidade média (aconselha-se um período entre 5 min e 1 h). Gráfico VI.1.

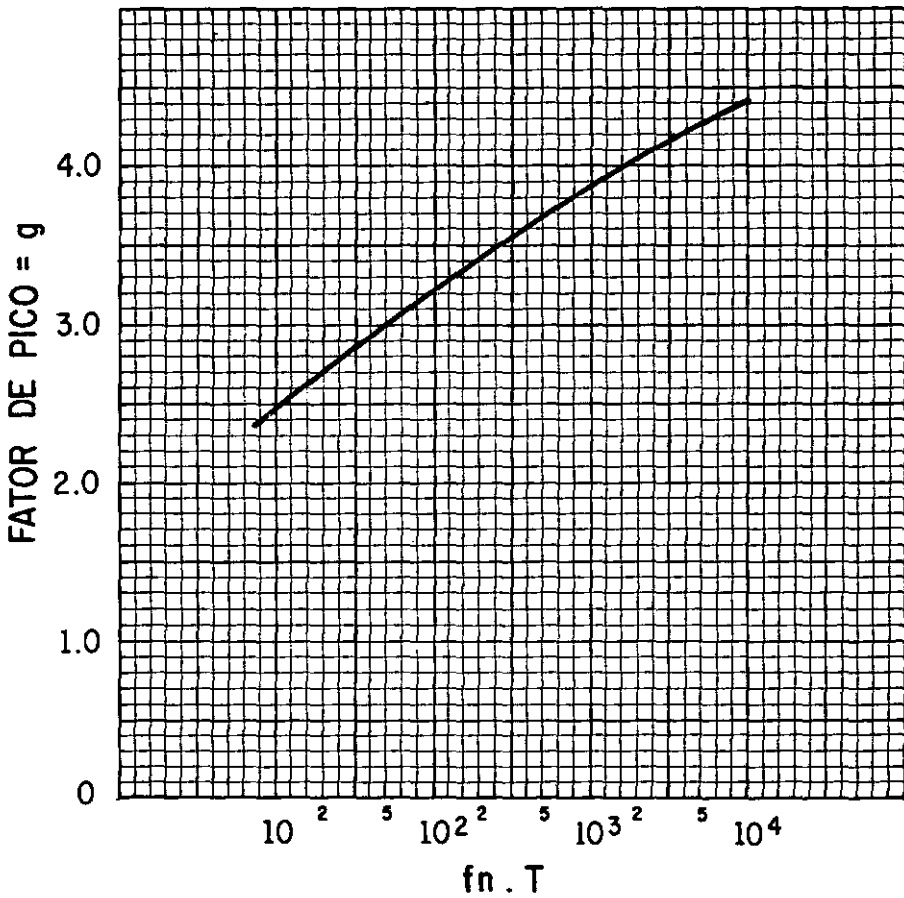


Gráfico VI.1

r - coeficiente de rugosidade. Depende da natureza do terreno e da altura do edifício.

Gráfico VI.2.

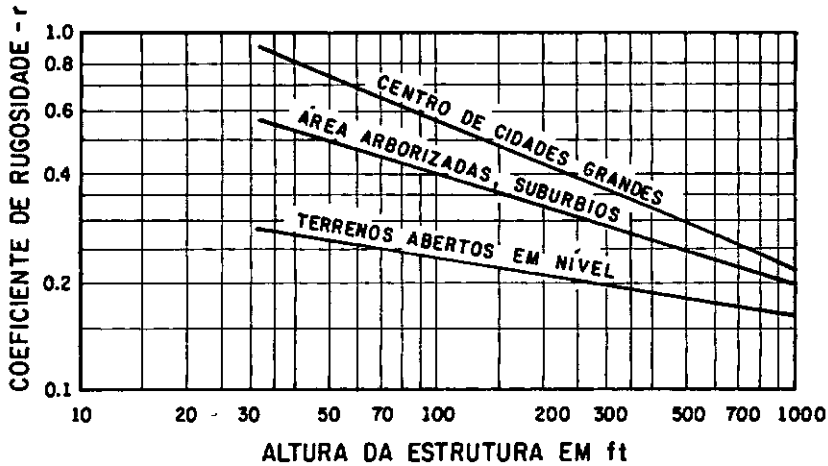


Gráfico VI.2

B - coeficiente de turbulência, função da altura do edifício. Gráfico VI.3.

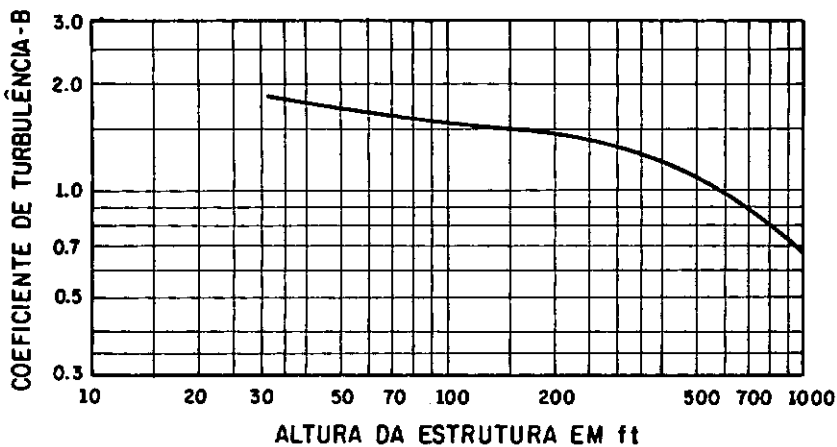


Gráfico VI.3.

R - coeficiente de ressonância,

$$R = S \cdot F / \xi ;$$

(VI.3)

onde: S - fator de redução - depende da relação altura da edificação (h) versus a menor largura em planta (b), da frequência fundamental e da velocidade do vento para projeto. Gráfico VI.4.

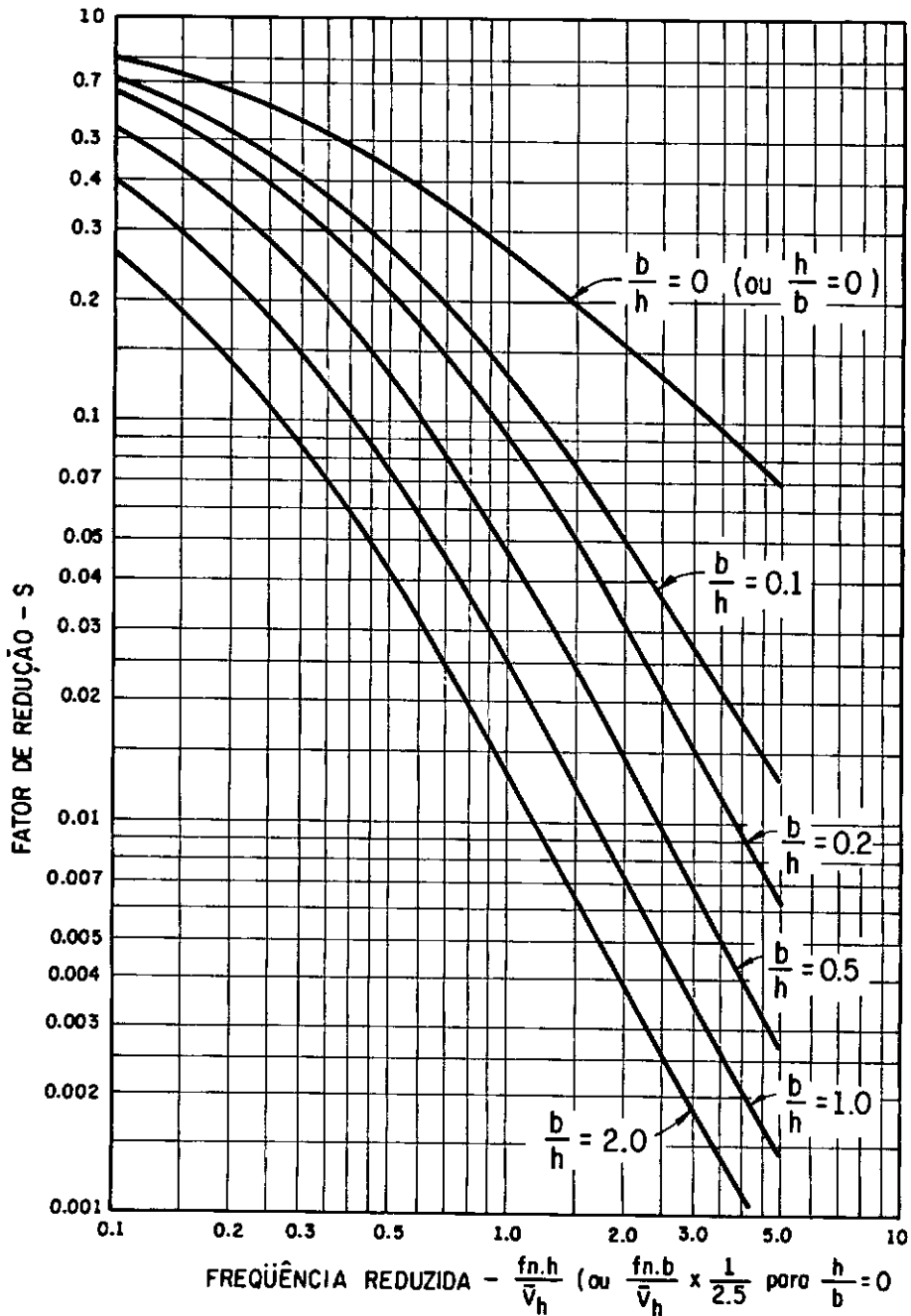


Gráfico VI.4.

F - coeficiente de energia das rajadas,
função do número de ondas em
ressonância. Gráfico VI.5.

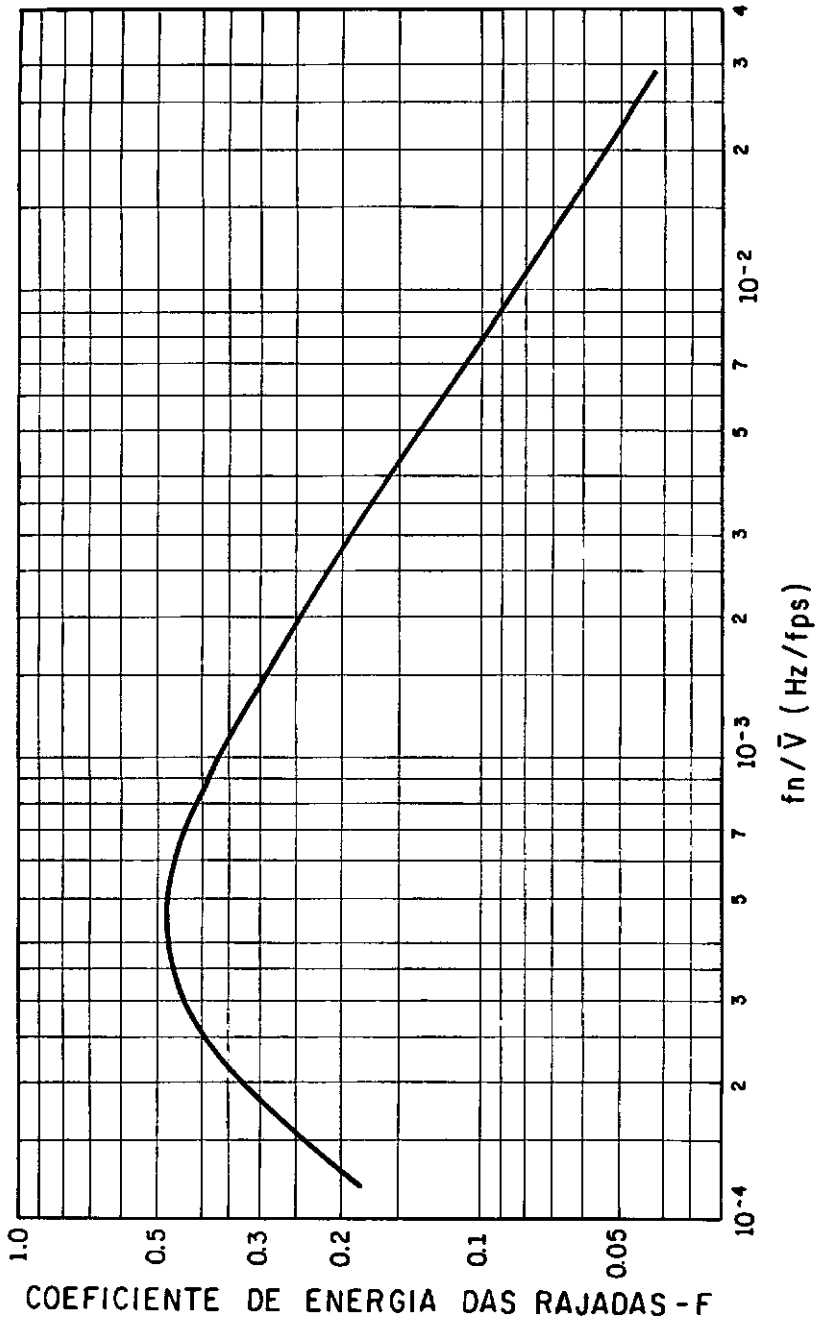


Gráfico VI.5

ξ - Percentual de amortecimento crítico devido à contribuição do amortecimento mecânico e aerodinâmico.

Para o concreto.... ξ = 0,01 a 0,02.

Para o aço..... ξ = 0,005 a 0,01.

Considerando-se somente a parcela correspondente à ação dinâmica, tem-se,

$$P_d = \bar{P} \cdot g \cdot r \cdot \sqrt{B + R} \quad (VI.4)$$

A partir da expressão acima, pode-se deduzir a correspondente força de arrasto,

$$F_a = (C_a \cdot q) A_e \quad (VI.5)$$

VI.2 - Métodos Dinâmicos Aproximados da Norma Brasileira de Ventos.

Segundo o projeto de revisão da NB 599/86, o cálculo da resposta dinâmica total devido ao efeito da ação do vento pode ser tratado de duas maneiras a saber:

a) Modelo contínuo simplificado - para

edificações com seções constantes e distribuição de massa aproximadamente uniforme.

b) Modelo discreto - aplicável aos casos gerais de edificações com propriedades variáveis ao longo da altura.

Nas estruturas com um período fundamental superior a um segundo o efeito dinâmico, no caso do projeto de revisão, recebe um tratamento diferenciado. Isto se deve ao fato da parcela da resposta devida à ação dinâmica do vento se tornar significativa. Nas estruturas com período fundamental inferior a um segundo, a influência da resposta flutuante é pequena. Os efeitos dinâmicos neste caso são considerados indiretamente, na determinação do fator S_2 adotado na formulação.

Os métodos adotados pela ref.(15) são:

VI.2.1 - Cálculo Via Modelo Contínuo Simplificado.

No modelo contínuo simplificado tem-se as seguintes considerações para a edificação :

- Seção constante,
- Distribuição uniforme de massa ao longo da altura,
- Altura máxima da edificação inferior a 150m e
- Sistema de apoio considerado na base.

Os resultados da análise conduzem, de um modo geral, a erros inferiores a 10%. Estes resultados são bastante satisfatórios considerando-se unicamente a participação do primeiro modo de vibração.

Representa-se o primeiro modo de vibração pelo ajuste da equação VI.6 ao modo normalizado.

$$X = (Z/h)^{\gamma} \quad (VI.8)$$

onde,

X - deslocamento horizontal,

Z - cota acima do terreno e

h - altura da edificação.

O valor do expoente γ bem como a frequência fundamental aproximada e a razão de amortecimento crítico (ξ) são obtidos na NB-6123, anexo 9, tabela 19.

A variação da pressão dinâmica em relação à altura é dada por uma equação contínua do tipo:

$$q(Z) = \bar{q}_0 \cdot b^2 \left[(Z/Z_p)^{2p} + (h/Z)^p (Z/h)^{\gamma} (1+\alpha)/(1+\alpha+p) \xi \right] \quad (VI.7)$$

A primeira parcela corresponde à resposta média e a segunda à máxima resposta flutuante do vento onde,

$$\bar{q}_0 = 0.613 \bar{V}_p^2 \quad (\bar{q}_0 \text{ em N/m}^2 \text{ e } \bar{V}_p^2 \text{ em m/s}). \quad (VI.9)$$

\bar{V}_p - velocidade média de projeto sobre 10 min a 10 m da superfície do solo em terreno de

categoria II

$\bar{V}_p = 0.69 V_o S_1 S_2$, (os fatores S_1 e S_2 bem como a velocidade básica V_o , foram descritos capítulo III)

Z_r - altura de referência ($Z_r=10$ m),

h - altura da estrutura,

Z - cota da altura para determinação da pressão dinâmica e

p e b - obtidos da tabela VI.1.

Categoria de rugosidade	I	II	III	IV	V
p	0,095	0,15	0,185	0,23	0,31
b	1,23	1,00	0,86	0,71	0,50

Tabela VI.1 - Valores dos parâmetros p e b .

VI.2.2 - Cálculo Via Modelo Discreto.

Edificações com propriedades variáveis com a altura (variação da massa , uso de materiais de propriedades diferentes, variação na rigidez, distanciamento do centro de rotação em relação ao centro de gravidade, etc...) são melhor representadas por um modelo discreto que considera as propriedades da estrutura. Esse método é apresentado na norma como sendo um método geral para cálculo.

A estrutura é discretizada de acordo com o esquema dado na fig.VI.1.

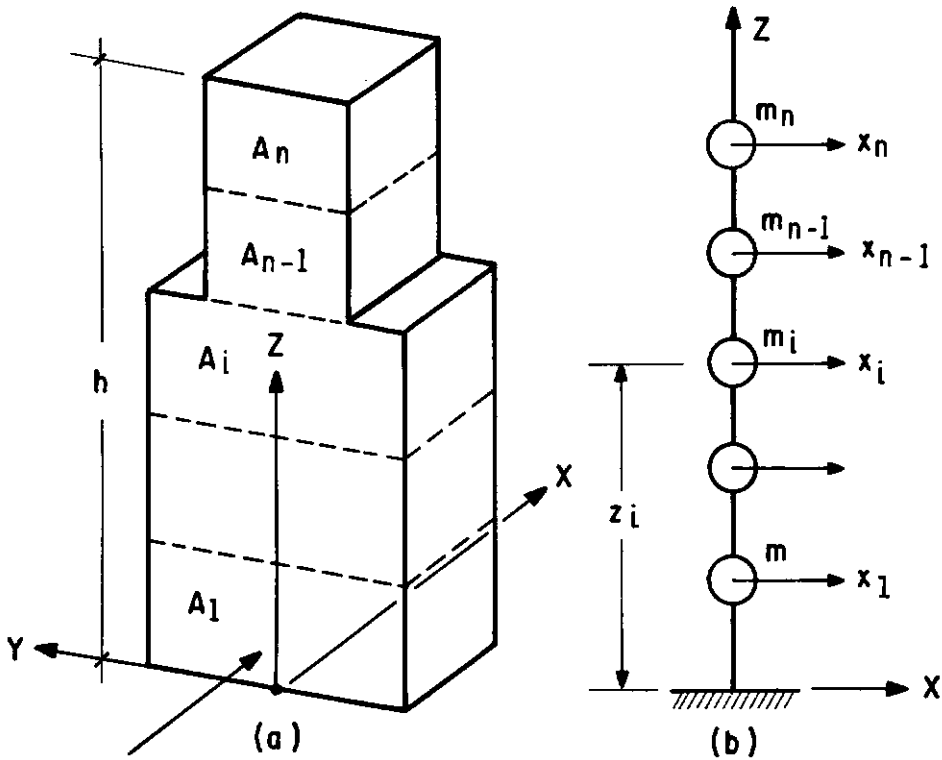


Figura VI.1 - Discretização da estrutura.

Onde:

x_i - deslocamento correspondente à coordenada i .

A_i - área de influência correspondente à coordenada i ,

m_i - massa discreta correspondente à coordenada i ,

C_{ai} - coeficiente de arrasto correspondente a coordenada i ,

Z_r - altura de referência, $Z_r = 10$ m e

n - número de graus de liberdade.

Discretiza-se a estrutura em um número de graus de liberdade de acordo com as variações importantes nas suas características ; recomenda-se um número mínimo de 10 para se obter uma aproximação razoável.

A resposta dinâmica neste caso é feita pela superposição da contribuição de cada modo de vibração.

Para cada modo tem-se a força total do vento X_i na direção da coordenada i :

$$X_i = \bar{X}_i + \hat{X}_i \quad (VI.10)$$

onde,

\bar{X}_i - componente da força média,

$$\bar{X}_i = \bar{q}_0 \cdot b^2 \cdot C a_i \cdot A_i \cdot (Z_i / Z_r)^{2p} \quad (VI.11)$$

sendo \bar{q}_0 definido da mesma forma do método anterior.

A componente de força flutuante \hat{X}_i é dada por:

$$\hat{X}_i = F_H \cdot \psi_i \cdot X_i \quad (VI.12)$$

onde:

$$\psi_i = m_i / m_0 \quad (VI.13)$$

$$F_H = \bar{q}_0 \cdot b^2 \cdot A_0 \cdot \frac{\sum \beta_i \cdot X_i}{\sum \psi_i^2 \cdot X_i} \quad (VI.14)$$

$$\beta_i = C a_i \frac{A_i}{A_0} (Z_i / Z_r)^p \quad (VI.15)$$

sendo:

m_0 - massa de referência.

A_0 - área de referência.

ζ - coeficiente de amplificação dinâmica.

VI.3 - Modelo Dinâmico Consistente para a Carga de Vento.

A ref (22) apresenta uma formulação para o comportamento dinâmico do vento, original do código húngaro. A fórmula é uma função coseno que pondera os efeitos dinâmicos do vento sobre os edifícios, onde a altura é 5 vezes maior do que a menor dimensão em planta. A carga é dada da forma abaixo:

$$P(t) = \mu P [0,8 - 0,2 \cos (2\pi/T t)] \quad (VI.1)$$

onde,

T - período fundamental da estrutura ou o limite de 4 s (valor obtido por dados experimentais para os casos europeus mais frequentes de altura superior a 100 m),

t - variável tempo,

P - componente média do vento e

μ - fator de majoração, dado pela expressão

$\mu = 1 + 0,1 T_s$, para $\mu \leq 1,4$ sendo T_s o período fundamental da estrutura.

Pode-se obter o valor P dentro dos parametros da NB-6123, anexo 9, ou seja: velocidade média de 10 minutos, período de recorrência de 10 anos e categoria de rugosidade II.

Ressalta-se que a carga é aplicada à estrutura por dois períodos subsequentes não ultrapassando o limite de 8 s.

CAPÍTULO VII

APLICAÇÃO PRÁTICA

VII.1 - Considerações Iniciais

Para avaliar o grau de aproximação entre os diversos limites de aceleração para o conforto humano citados no capítulo V e entre os métodos de definição da carga dinâmica de vento, apresenta-se neste capítulo um exemplo de um caso real de edifício sujeito às limitações de acelerações para o conforto humano nos últimos andares. Os quatro métodos para avaliar a carga de vento descritos no capítulo VI, bem como os limites de aceleração de Chang, Irwin e NB - 6123 foram aqui aplicados.

A edificação é composta de duas torres sobre uma base (fig.VII.1). Em cada torre, tem-se 14 pisos de apartamentos, sendo agrupados em 7 conjuntos do tipo "duplex", uma laje de cobertura com telhado e casa de máquinas. A base é composta de 6 pisos sendo os dois primeiros níveis de lojas e sobre-lojas e os seguintes de 3 lojas, 2 garagens e 1 "play ground".

Tendo em vista a ferramenta computacional disponível, para a obtenção de um modelo aproximado representativo do conjunto em uma análise quanto ao conforto humano, decompõe-se a estrutura tridimensional em

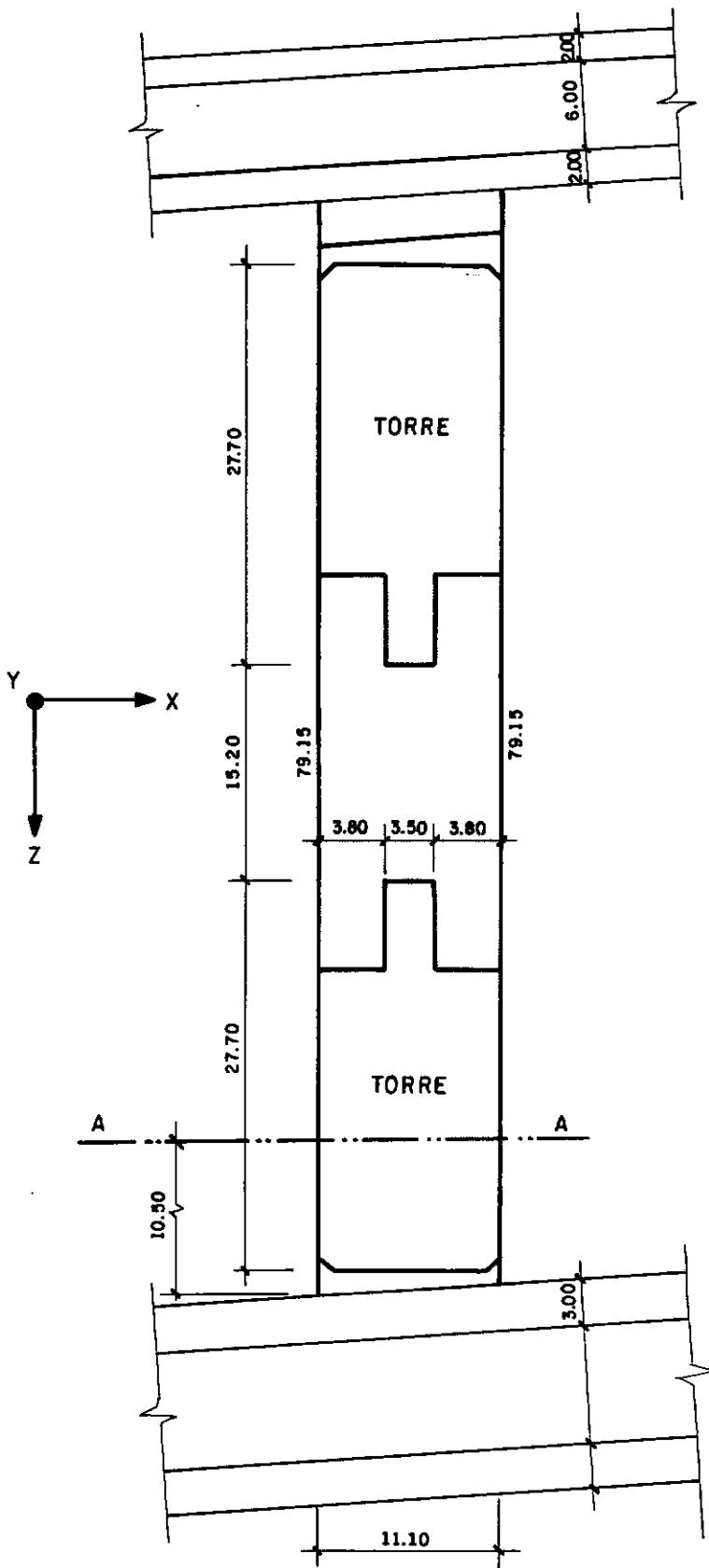


Figura VII.1 - Dimensões em planta (m)

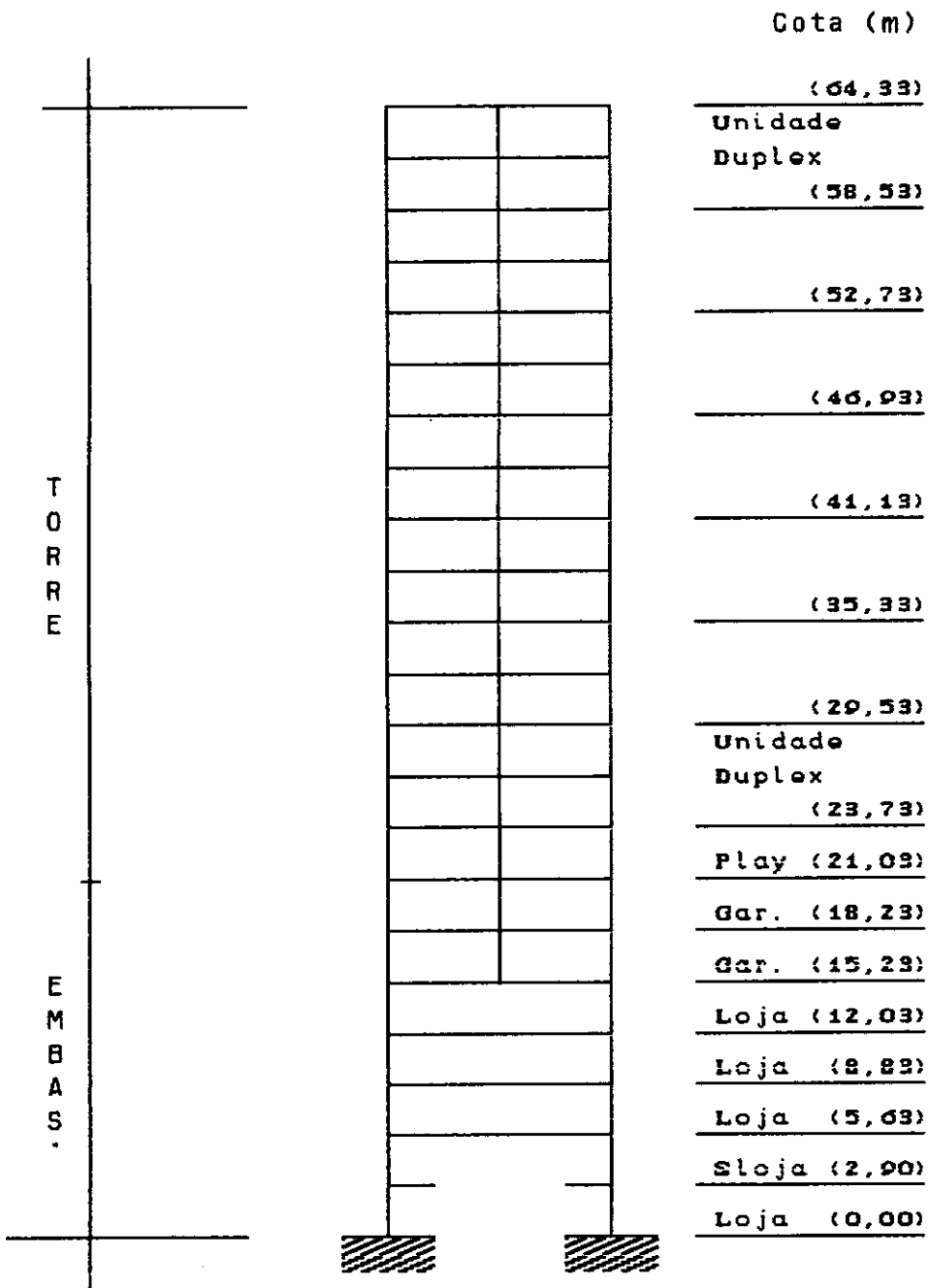


Figura VII.2 - Seção transversal (eixo C),
Dimensões em perfil.

pórticos planos, segundo a direção mais desfavorável para a ação do vento. Esta direção é segundo o eixo X-X, pois a

estrutura apresenta nesta direção uma rigidez menor se comparada ao eixo Z-Z. Assim, escolheu-se o pórtico mais representativo segundo esta direção, que é representado na figura VII.2.

Devido ao fato da adoção da hipótese das lajes trabalharem como um diafragma, isto é, com rigidez infinita para deformações em seus planos, considerou-se a compatibilização dos deslocamento horizontais dos elementos estruturais pertencentes a um mesmo nível de laje. Fez-se a compatibilização dos deslocamentos horizontais através do artifício de considerar as áreas das seções dos elementos transversais vigas, com um valor muito grande.

O modelo computacional é definido na figura VII.3 e na tabela VII.1 tem-se as características geométricas dos elementos estruturais.

Devido à falta de dados precisos, fez-se um cálculo aproximado das massas permanentes e acidentais. O valor das cargas permanentes é dado por um valor médio de carga distribuída por unidade de metro quadrado de área. Para isso, computou-se para cada pavimento tipo o peso total dos elementos do tipo viga e dividiu-se pela respectiva área. Isto inclusive para as paredes divisórias, já que estes elementos não constavam em posições definitivas em planta. Para esta situação considerou-se o valor mínimo recomendado pela NBR-6120/80 de 100 kgf/m^2 . Para as lajes usou-se um valor de carga por unidade de área de 250 kgf/m^2 , somados com 70 kgf/m^2 de

revestimento. Usou-se o aço ASTM A-572 para as colunas e o aço ASTM A-36 para as vigas.

VIGA	Área cm ²	Inércia cm ⁴	ELEMENTOS
CVS 350x73	93,0	20.524,0	65, 66, 67, 68, 69, 70 93, 94, 95, 96, 97, 98
CVS 400x103	131,0	39.355,0	61, 62, 63, 64, 89, 90 91, 92
PS 400x128	163,0	51.159,0	57, 58, 59, 60, 85, 86 87, 88
PS 400x287	365,0	104.980,0	10, 11, 16, 18, 21, 29 26, 28
PS 400x329	419,0	118.140,0	1, 2, 6, 8, 7, 9
CVS 300x47	60,0	9.500,0	75, 76, 77, 78, 79, 80 81, 82, 83, 84
CVS 300x66	85,0	14.310,0	17, 22, 27, 71, 72, 73 74
VS 600x140	178,0	124.012,0	4, 5
VS 750x157	200,0	213.953,0	12, 13, 14, 15
VS 400x68	87,0	26.223,0	43, 44, 45, 46, 47, 48 49, 50, 51, 52, 53, 54 55, 56
VS 500x86	110,0	52.250,0	24, 25, 29, 39, 31, 32 33, 34, 35, 36, 37, 38 39, 40, 41, 42
VS 650x155	198,0	161.000,0	3
VS 600x111	175,0	160.400,0	19, 20

Tabela VII.1 - Propriedades dos elementos.

Para o cálculo da massa acidental (Pa), usou-se o recomendado no projeto (tabela VII.2), decrescido em 20%

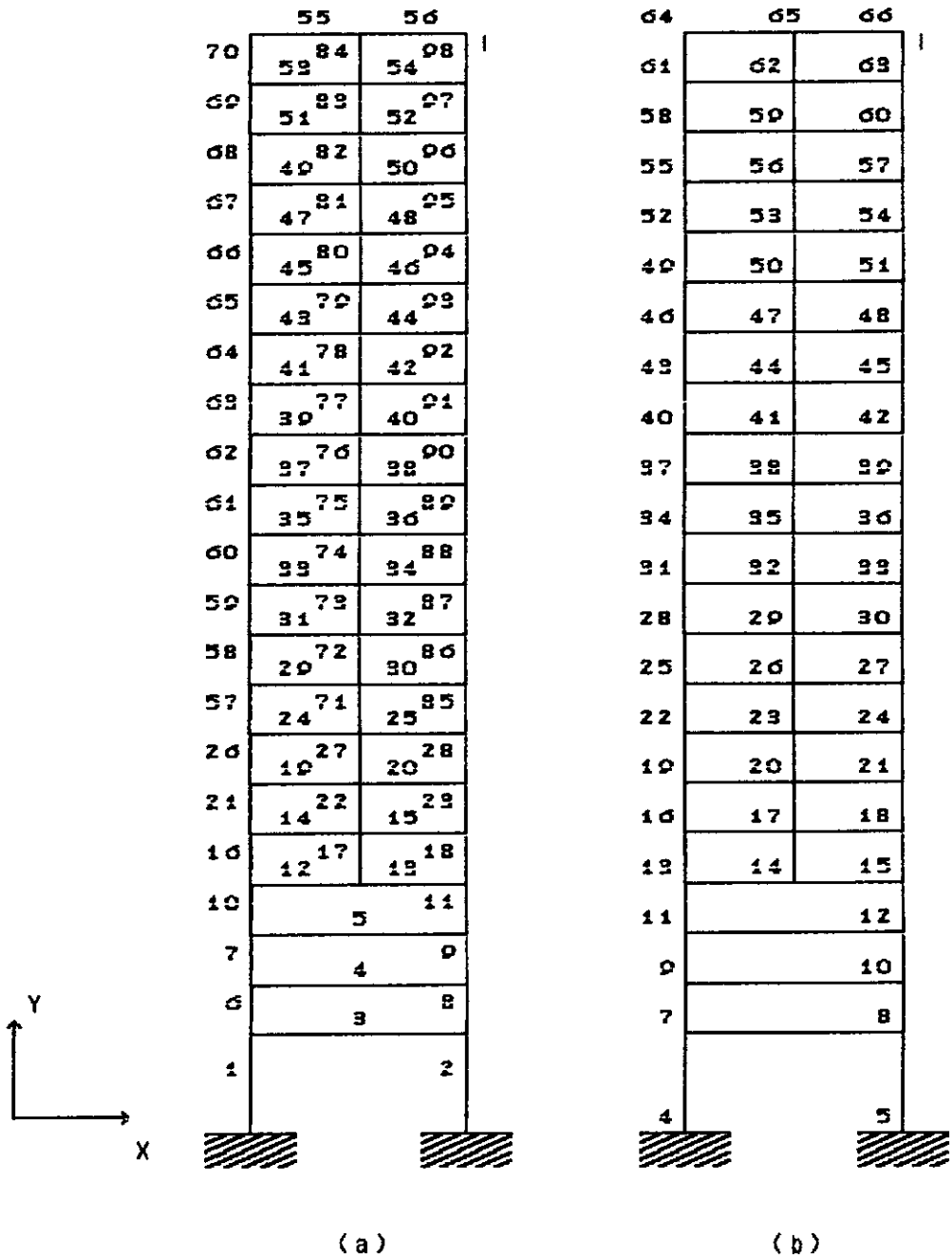


Figura VII.3 - Modelo computacional.

(a)- Numeração das barras

(b)- Numeração dos nós.

pelo fato da carga accidental máxima não ocorrer simultaneamente em todos os andares com a máxima

solicitação causada pelo vento.

Pavimento	kgf/m ²
Cobertura.....	200
Pavimento Tipo.....	200
Lojas.....	400
Térreo.....	400
Garagem.....	300

Tabela VII.2 - Carga Acidental

Pav	1 Area (m ²)	2 Peso Viga (kgf)	3 (1)/(2) (kgf/m ²)	4 Peso Laje (kgf/m ²)	5 Peso Alvenaria (kgf/m ²)	6 Peso Próprio (kgf/m ²)
1						
2						
3	854,85	32.368	37,86	320	100	457,86
4	846,8	33.916	40,05	370	100	510,05
5	857,6	31.948	37,25	370	100	507,25
6	798,92	26.462	33,12	320	100	453,12
7						
...						
21	248,00		39,00	270	100	409,00

Tabela VII.3 - Carga por unidade de área

Pav	1 C.Per- manente. (kgf/m ²)	2 C.Aci- dental. (kgf/m ²)	3 (1)+(2) (kgf/m ²)	4 Peso Pilar. (kgf)	5 Nó	6 (3)*A'/3 + (4) (tf)
1	457,86	320	778	1.452	7:8	22,4
2	457,86	320	778	1.053	9:10	22,0
3	"	"	"	985	11:12	21,9
4	510,05	320	830	890 100	13:15 14	13,0 12,2
5	507,25	320	827	832 194	16:18 17	13,0 12,3
6	453,12	160	613	789 194	19:21 20	13,2 12,6
7	408,88	160	569	573 194	22:24 23	10,8 10,4
8	"	"	"	371 194	25:27 26	10,6 10,4
9	"	"	"	"	28:30 29	10,6 10,4
10	"	"	"	"	31:33 32	10,6 10,4
11	408,88	160	569	335 166	34:36 35	10,5 10,4
12	"	"	"	298 138	37:39 38	10,5 10,3
13	"	"	"	"	40:42 41	10,5 10,3
14	"	"	"	"	43:45 44	10,5 10,3
15	"	"	"	255 138	46:48 47	10,5 10,3

Tabela VII.4 - Carga nodal para o modelo,
 $A'/3 = (4,85m \times 11,0m)/3 = 17,78m$
 (área de influência do nó)

(continuação)

Pav	1 C.Per- manente. (kgf/m ²)	2 C.Aci- dental. (kgf/m ²)	3 (1)+(2) (kgf/m ²)	4 Peso Pilar. (kgf)	5 Nó	6 (3)*A'/3 + (4) (tf)
16	"	"	"	213 138	49:51 50	10,4 10,3
17	"	"	"	"	52:54 53	10,4 10,3
18	"	"	"	"	55:57 56	10,4 10,3
19	"	"	"	"	58:60 59	10,4 10,3
20	"	"	"	"	61:63 62	10,4 10,3
21	459,00	160	619	194 69	64:66 65	10,4 10,3

Tabela VII.4 - Carga nodal para o modelo (continuação)
 $A'/3 = (4,85m \times 11,0m)/3 = 17,78m$
 (Área de influência do nó)

Nas tabelas VII.3 e VII.4 encontram-se os resultados parciais e finais do cálculo das cargas devidas ao peso próprio da estrutura aplicadas sobre os pontos nodais do modelo.

VII.2 - Resultados

A estrutura que deu origem ao exemplo tem uma seção predominantemente retangular de 11m x 27m, com uma altura de 64m. De acordo com os critérios da NB-6123 a estrutura está localizada em um terreno de categoria de

rugosidade IV, sendo a velocidade básica de 32,5m/s fornecida no projeto e os fatores topográfico (S1) e estatístico (S3) com os valores de 1,0 e 0,78, respectivamente. Considerou-se o fator estatístico com um período de recorrência de 10 anos pelas razões expostas no capítulo III.

As propriedades dinâmicas do modelo da figura VII.3 foram obtidas com o sistema computacional Supersap (25). Assim, foram obtidos os 8 primeiros modos de vibração e as respectivas frequências e períodos. Na tabela VII.5, transcreveu-se as frequências e os períodos de cada modo.

Modo	Frequência f_n (Hz)	Período T (s)
1	0,3166	3,1587
2	0,8131	1,2298
3	1,4426	0,6932
4	2,1951	0,4556
5	2,9052	0,3442
6	3,5366	0,2828
7	4,2726	0,2341
8	5,1360	0,1947

Tabela VII.5 - Frequências e períodos do modelo.

VII.2.1 - Processo de Davenport

Primeiramente calculou-se o fator de rajada de Davenport dado pela equação VI.1,

$$G = 1 + g r \sqrt{B + R}$$

Os valores das respectivas variáveis foram obtidas da forma abaixo:

g - fator de pico = 3,4 para,

T - período médio de cálculo da velocidade média do vento de 600s e

fn - frequência fundamental = 0,316 Hz.

Entrando-se com o valor T.fn no gráfico VI.1, obtém-se o valor de g.

r - fator de rugosidade = 0,32 para,

H - altura da estrutura de 64m ou 211 ft, num terreno cuja localização é classificada de subúrbio.

O valor de r é obtido do gráfico VI.2.

B - coeficiente de turbulência = 1,4 , obtido do gráfico VI.3.

R - coeficiente de ressonância dado pela equação VI.3,

$$R = S F / \beta$$

onde:

S - fator de redução = 0,064 para,

V1 - velocidade de topo obtida da NB-6123.

$$V_1 = 52 V_0$$

$$V_1 = 0,74 \times 32,4 = 24,05 \text{ m/s}$$

$$V_1 = 78,9 \text{ fps.}$$

b - menor dimensão em planta, no caso 11m.

Da relação $f_n H/V_1 \times b/H$ obtém-se do gráfico VI.4 o valor de S.

F - coeficiente de energia de rajada = 0,16 obtido da relação f_n/V_1 sobre o gráfico VI.5.

β - percentual de amortecimento crítico para estruturas de aço = 0,01 citado em (15).

O valor de R será:

$$R = 0,064 \times 0,16 / 0,01$$

$$R = 1,024.$$

O cômputo final de G será:

$$G = 1 + 3,4 \times 0,32 \times \sqrt{1,40 + 1.024}$$

$$G = 1 + 1,894$$

$$G = 2,894$$

Faz-se o cálculo da pressão global do vento pelo uso do procedimento sugerido pela NB-6123 com os valores dos fatores S1 e S3 já calculados anteriormente e S2 calculado de acordo com o anexo A, para uma velocidade

média calculada em um intervalo de tempo de 10 min. O coeficiente de arrasto (C_a) é calculado conforme o item 6.3 da NB-6123. No exemplo em questão, $C_a = 1,24$ para alturas inferiores a 21m e $C_a = 1,42$ para alturas superiores a 21m em vento de baixa turbulência. A força global devido à ação do vento será:

$$F(Z) = 458,53 \times C_a \times d \times (Z/10)^{0,46}$$

Considerando-se a área (área de influência de cada ponto nodal) de ação do vento sobre o pórtico como sendo um painel de 4,85m de largura (distância das linhas de influência entre pórticos) e d de altura (altura média de influência para cada ponto nodal ou seja a média aritmética de duas alturas de pé direito em torno do nó), tem-se na fig.VII.4 um resumo das forças devido a pressão global (sem o fator de rajada) aplicadas sobre o pórtico representativo. Para se obter os deslocamentos devido ao efeito dinâmico, isolado, aplica-se o fator ($G - 1$) aos deslocamentos finais .

VII.2.2 - Método Contínuo Simplificado da NB-6123

A partir dos resultados da análise modal, ajusta-se a equação VI.6 ao modo fundamental pelo método do quadrado perfeito e obtém-se para o expoente γ o valor de 0,9545.

Considerando-se a categoria de rugosidade IV e um período de 600s para cálculo da velocidade média do vento, obtém-se da tabela VI.1 os valores das constantes $P = 0,23$ e $b = 0,71$.

O cálculo da velocidade de projeto é dado da forma abaixo,

$$V_p = 0,69 V_o S_1 S_3$$

$$V_p = 0,69 \times 32,5 \times 1 \times 0,78 = 17,49 \text{ m/s},$$

sendo que da equação VI.8 obtém-se o valor \bar{q}_0 ,

$$\bar{q}_0 = 0,813 V_p^2$$

$$q_0 = 187,52.$$

Da equação contínua da pressão dinâmica, equação VI.7, tem-se:

$$q(Z) = \bar{q}_0 b^2 \left((Z/Z_r)^{2P} + (h/Z_r)^P (Z/h)^\gamma \left((1+2\gamma)/(1+\gamma+P) \right) \xi \right)$$

$$q(Z) = 94,527 \left[(Z/10)^{0,46} + 3,669 (Z/64)^{0,0545} \right]. \quad (\text{VII.1})$$

Considerando-se o coeficiente de amplificação dinâmica para o modelo do exemplo, tem-se segundo a NB-6123 para o primeiro modo de vibração do modelo,

$$l_1/h = 11/64 = 0,17 < 0,2$$

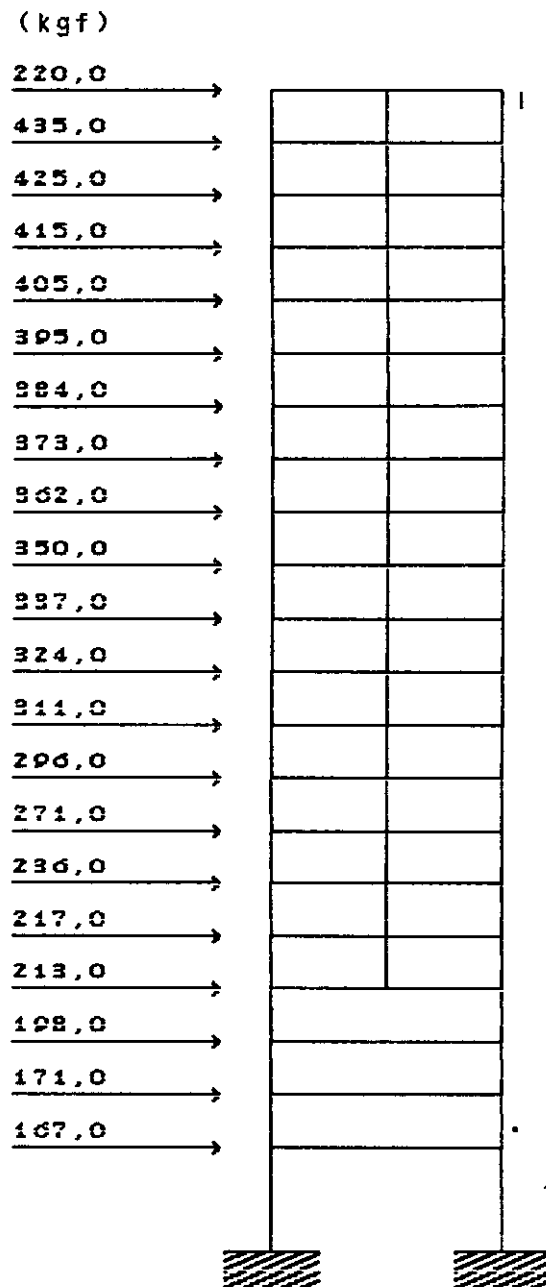


Figura VII.4 - Cargas de vento pelo Método de Davenport sem o fator de rajada.

$$V_p / (f_n 1800) = 0,03$$

h(m)	25	100	300
ξ	2,15	1,6	0,8

Assim, por interpolação tem-se:

$$\xi = 1,8.$$

A partir dos resultados da equação VII.1 e do coeficiente de arrasto calculado anteriormente, calcula-se a força estática equivalente por unidade de altura (equação VII.2),

$$F_{eq}(Z) = q(Z) 4,85 C_a \quad (VII.2)$$

Considerando-se a mesma área de influência de ação do vento em cada ponto nodal (4,85m x d), tem-se na fig.VII.5 os resultados de forma esquemática da força do vento sobre o pórtico em questão.

VII.2.3 - Modelo Discreto da NB-6123

No modelo discreto usaram-se as mesmas variáveis calculadas no método anterior, acrescentando-se as respectivas massas na direção X indicadas na fig.VII.3 e os 8 primeiros modos de vibração apesar de que a partir do quarto modo as frequências já indicavam uma pequena contribuição dos modos superiores nos deslocamentos.

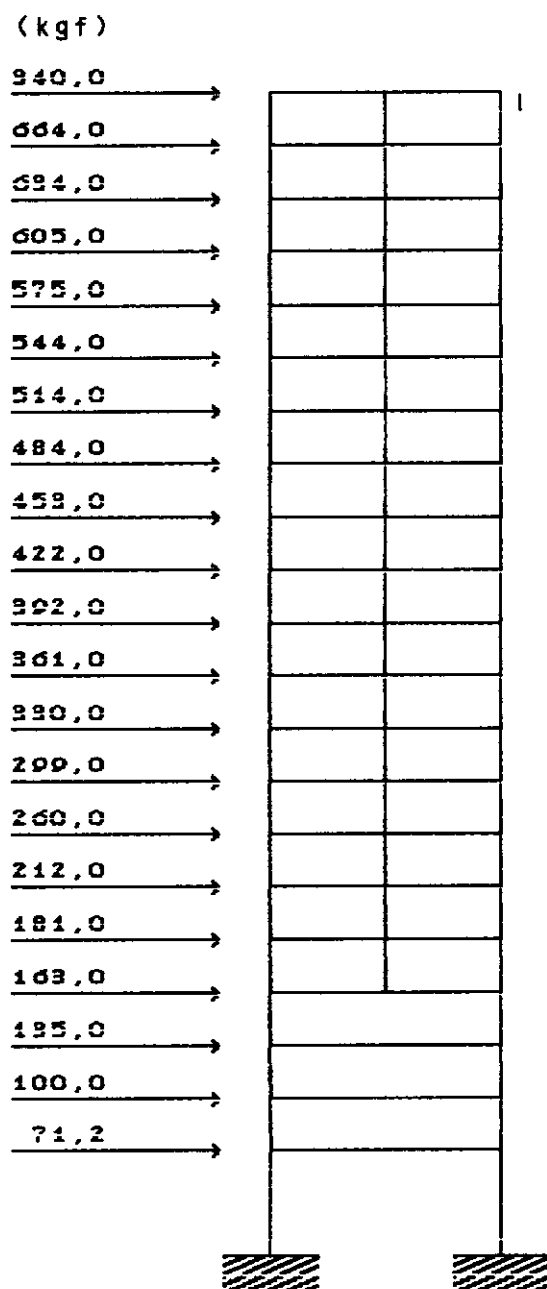


Figura VII.5 - Cargas de vento obtidas pelo Método Simplificado da NB - 6123.

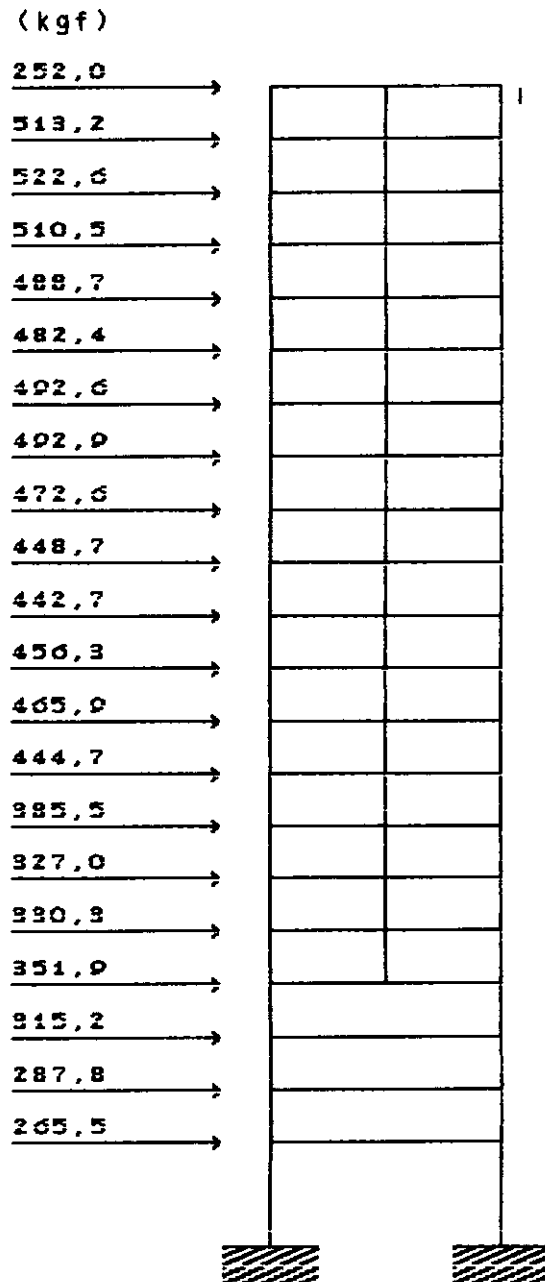


Figura VII.6 - Cargas de vento obtidas do Método Discreto da NB - 6123.

Por facilidade, optou-se por elaborar um programa em BASIC para processar os cálculos. O programa, as variáveis de entrada e os resultados se encontram no apêndice I.

Da mesma forma que no procedimento anterior

apresenta-se um esquema das forças aplicadas sobre o pórtico, fig.VII.6. Neste caso, usaram-se os valores para os coeficientes de amplificação dinâmica de 1,8 , 1,4 e 1,3 para os três primeiros modos e 1,25 para os demais, valores estes obtidos no capítulo 9 da NB-6123.

VII.2.4 - Processo Dinâmico Consistente

Partindo-se da equação VI.16, que modela a ação do vento, tem-se,

$$P(t) = \mu P (0,8 - 0,2 \cos (2\pi/T) t),$$

As variáveis desta equação possuem os valores,

$$T = 3,1587$$

$$\mu = 1,31587$$

$$t = 0 \text{ a } 6\text{sec.}$$

P = assume os mesmos valores do pórtico da fig.VII.4.

O componente devido à ação flutuante do vento será,

$$P'(t) = - \mu P 0,2 \cos (2\pi/T) t),$$

Como se trata de uma análise linear , optou-se

por multiplicar o fator de majoração μ pelos deslocamentos finais .

VII.2.5 - Obtenção dos Deslocamentos e Acelerações

Após o cálculo dos valores da carga equivalente do vento, inicia-se o processamento no programa no Supersap (25) para obtenção dos deslocamentos máximos para os métodos de obtenção da carga de vento de Daveport, métodos da NB-6123 e método dinâmico consistente . Todos os métodos citados anteriormente, com exceção do último, são métodos de carga estática equivalente ao efeito máximo da carga dinâmica. Assim, foram analisados estaticamente os deslocamentos. Para o modelo dinâmico consistente, como a carga é variável ao longo do tempo, pesquisou-se o comportamento dos deslocamentos no intervalo de 0 a 6s calculado pelo método de superposição modal. Todas as análises indicaram , tal como era de se esperar, que o andar de maior deslocamento situa-se no topo da estrutura. Dessa forma escolheu-se o nó 64 como referência para os deslocamentos máximos. Os resultados mais significativos encontram-se no apêndice II. Na tabela VII.6, relacionam-se os deslocamentos do nó 64.

Com os valores dos deslocamentos, estimam-se os valores das acelerações, aplicando-se a equação V.7 para

todos os casos. Para o método dinâmico consistente, apesar

Método	Deslocamento (cm)
Davenport	6,24
NBR-6123	
Simplificado	4,94
Discreto	4,70
Dinâmico	5,10

Tabela VII.6 - Deslocamentos do topo

de se tratar de uma análise dinâmica, o programa não fornece os valores das acelerações, deste modo optou-se em adotar o mesmo tratamento dispensado aos outros casos. As acelerações máximas aproximadas são transcritas na tabela VII.7.

Método	Aceleração (cm/s ²)	Acel.g%
Davenport	24,69	2,52
NBR-6123		
Simplificado	19,50	1,99
Discreto	18,60	1,89
Dinâmico	19,27	1,96

Tabela VII.7 - Acelerações máxima .

Com os valores obtidos da Tab.VII.6 e Tab.VII.7, podem-se determinar os limites de aceleração para o conforto humano descritos no capítulo V.

No capítulo V.1.1 tem-se os limites propostos por Chang. Com o valor do período fundamental de 3,16 s e os valores dos deslocamentos da Tab. VII.6, tem-se que

todos os métodos para cálculo da carga de vento indicam que a estrutura encontra-se na zona de conforto incômoda (faixa de aceleração que varia de 0,015g a 0,050g).

O limite de aceleração adotado na NB-6123 se mostra inferior aos valores encontrado na Tab. VII.7. Este limite é reproduzido na tabela VII.8.

Com o valor da frequência fundamental de 0,3166 Hz, estimam-se os valores máximos de acelerações para o conforto humano de acordo com os limites de Irwin descrito no capítulo V.1.4 . Primeiramente adotando-se para o caso mais geral , gráfico V.2, tem-se um limite aproximado de

Limites	Aceleração %g.
Chang	0,50
NBR-6123	1,00
Irwin	
caso geral	0,42
caso específico	0,26

Tabela VII.8 - Limites máximo de aceleração para o modelo.

0,041m/s² ou 0,42%g. Optando-se para os casos específicos, gráfico V.3, e escolhendo-se o limite para residências em geral, escritórios, etc., tem-se um limite aproximado de 0,026m/s² ou 0,26%g. Na tabela VII.8 encontram-se os limites máximos determinados para cada limite do capítulo V do modelo em questão.

CAPÍTULO VIII

CONCLUSÕES

Os resultados dos deslocamentos de topo, calculados através dos diversos métodos, mostraram-se em termos práticos semelhantes, exceto o deslocamento referente ao método de Davenport. A variação por valor superior de 32,7 % do resultado de Davenport comparado com o método Discreto da NB-6123 se deve a vários fatores. Podem-se citar imprecisões na leitura dos gráficos e diferenças entre as condições para a obtenção dos parâmetros que determinam as características do vento.

Os demais métodos ou seja método simplificado da NB-6123 e o método dinâmico consistente mostram menores variações. A variação dos resultados para o método simplificado e o método discreto da NB-6123, segundo a própria norma, é estimado em 10%. Os resultados do exemplo mostram uma variação de 5%, que está dentro desta expectativa. O método dinâmico consistente, em comparação com o método discreto, mostrou-se satisfatório com uma variação superior de 8,5%. Destaca-se que estes dois métodos tem um aspecto em comum, são calculados considerando a contribuição dos 8 primeiros modos de vibração. Em termos práticos para o exemplo em questão, a

consideração de um maior número de modos tem uma pequena participação nos resultados em face a contribuição do primeiro modo de vibração.

As acelerações máximas obtidas no exemplo e apresentadas na tabela VII.7, em termo de conforto humano, apresentam o mesmo resultado. Estes resultados comparados com os limites apresentados na tabela VIII.8 mostram que a estrutura encontra-se numa zona de conforto acima dos níveis perceptíveis. No caso específico dos limites de Chang, pode-se avaliar a intensidade desses movimentos como incômoda.

No exemplo considerado, os resultados mostram que os métodos empregados para a obtenção da carga de vento não influenciaram na determinação da zona de conforto para a estrutura.

Os limites de Chang e Irwin, calculados anteriormente, são valores que se encontram no limite da limiar ou seja, vibrações muito pouco ou não perceptível pelo ser humano. O limite apresentado pela NB-6123 diz respeito a níveis perceptíveis, mas aceitáveis de vibrações para o conforto humano.

Os níveis de Chang, Irwin e da NB-6123 apresentados no capítulo V, não consideram, é claro, as possibilidades de problemas estruturais. Isto é, a verificação do conforto humano não implica em soluções para danos causados à estrutura por deslocamentos excessivos como também as limitações dos deslocamentos não implicam em soluções para o conforto humano.

É importante resaltar que as conclusões obtidas neste trabalho são válidas para a estrutura apresentada. Para uma avaliação criteriosa quanto as variações dos resultados dos limites de conforto e dos métodos de obtenção da carga de vento, é necessário uma avaliação de um maior número de casos.

A leitura atenta da bibliografia utilizada permite concluir que, para uma melhor definição dos níveis do limiar e classificação das zonas de conforto, é necessário um intercâmbio livre a informações de casos de edifícios sem êxito quanto ao conforto humano e um maior número de estudos do comportamento humano submetido a vibração em níveis de frequência abaixo de 1 cps.

APÊNDICE I

Programa para Cálculo do método Discreto
da NB-6123 descrito no capítulo VI.

Variáveis:

P,B - valores da tabela
VP - Velocidade de projeto
E(J)- Coeficiente de amplificação dinâmica do modo J
N - Número de andares
N1 - Número de modos
A(N)- Área de influência correspondente ao andar N
Z(N)- Altura do elemento N
M(N)- Massa discreta correspondente
X(N,N1)- Deslocamento em N referente ao modo N1
FE(N) - Componente de Força estática em N
FD(N) - Componente de Força dinâmica em N

Programa:

```
CLEAR
P=.23:B= .71:VP=17.49:E=1.8
READ N
READ N1
DIM A(N),Z(N),M(N),X(N,N1),FE(N),FD(N,N1)
FOR I=1 TO N
  READ A(I)
  READ Z(I)
  READ M(I)
NEXT I
FOR J=1 TO N1
  FOR I=1 TO N
    READ X(I,J)
  NEXT I
  READ E(J)
NEXT J

FOR J=1 TO N1
  SA=0:SB=0:SD=0
  FOR I=1 TO N
    CA=1.24
    IF Z(I)> 21.03 THEN LET CA=1.42
    SA=CA*A(I) / A(1) * (Z(I)/10) ^P *X(I,J)+SA
    SB= M(1)/M(I)*X(I,J)^2 +SB
  NEXT I
  FH=.613*VP^2 * B^2 * A(1) *SA/SB* E
  FOR I=1 TO N
    CA=1.24
```

```

      IF Z(I)> 21.03 THEN LET CA=1.42
      FE(I)=.613*VP^2*B^2*CA*A(I)*(Z(I)/10)^(2*P)
      FD(I,J)=FH*M(I)/M(1)*X(I,J)
    NEXT I
  NEXT J

FOR I=1 TO N
  LPRINT I,"",FE(I)
  LPRINT
  ST=0
  FOR J=1 TO N1
    ST=FD(I,J)+ST
    LPRINT "",FD(I,J)," ",ST
  NEXT J
  LPRINT
NEXT I

```

```

DATA      21,8
DATA      27.3055 , 2.815 , 22400
DATA      15.52 , 7.23 , 22000
DATA      15.52 , 10.43 , 21900
DATA      15.52 , 13.63 , 30800
DATA      14.55 , 16.73 , 30750
DATA      13.58 , 19.83 , 22940
DATA      13.095 , 22.38 , 21200
DATA      14.065 , 25.18 , 21000
DATA      14.065 , 28.08 , 21000
DATA      14.065 , 30.98 , 21000
DATA      14.065 , 33.88 , 20900
DATA      14.065 , 36.78 , 20800
DATA      14.065 , 39.68 , 20800
DATA      14.065 , 42.58 , 20800
DATA      14.065 , 45.48 , 20800
DATA      14.065 , 48.38 , 20700
DATA      14.065 , 51.28 , 20700
DATA      14.065 , 54.18 , 20700
DATA      14.065 , 57.08 , 20700
DATA      14.065 , 59.98 , 20700
DATA      14.065 , 62.88 , 20600

```

```

      MOD0 1 SCALE FACTOR 1.000E+00

```

```

      GLOBAL X
      NODE TRANSLATION

```

```

      -----
DATA      5.5755E-04
DATA      9.3184E-04
DATA      1.3050E-03
DATA      1.8130E-03
DATA      1.8063E-03
DATA      1.9884E-03

```

DATA	2.2049E-03
DATA	2.4978E-03
DATA	2.7996E-03
DATA	3.0975E-03
DATA	3.3917E-03
DATA	3.7038E-03
DATA	4.0077E-03
DATA	4.3008E-03
DATA	4.6080E-03
DATA	4.9471E-03
DATA	5.2553E-03
DATA	5.5241E-03
DATA	5.7499E-03
DATA	5.9306E-03
DATA	6.0678E-03

' MOD0 2 SCALE FACTOR 1.000E+00

' GLOBAL X
'NODE TRANSLATION

'-----

DATA	-1.6009E-03
DATA	-2.5898E-03
DATA	-3.4737E-03
DATA	-4.0874E-03
DATA	-4.3443E-03
DATA	-4.4714E-03
DATA	-4.5423E-03
DATA	-4.5258E-03
DATA	-4.3641E-03
DATA	-4.0610E-03
DATA	-3.6192E-03
DATA	-2.9981E-03
DATA	-2.2466E-03
DATA	-1.3818E-03
DATA	-3.2671E-04
DATA	9.9582E-04
DATA	2.3069E-03
DATA	3.5107E-03
DATA	4.5383E-03
DATA	5.3352E-03
DATA	5.8792E-03

' MOD0 3 SCALE FACTOR 1.000E+00

' GLOBAL X
'NODE TRANSLATION

'-----

DATA	2.0850E-03
DATA	3.1905E-03
DATA	3.9248E-03

DATA	4.1683E-03
DATA	3.9844E-03
DATA	3.4769E-03
DATA	2.6288E-03
DATA	1.2245E-03
DATA	-3.5935E-04
DATA	-1.9211E-03
DATA	-3.3343E-03
DATA	-4.5748E-03
DATA	-5.3553E-03
DATA	-5.5541E-03
DATA	-5.0765E-03
DATA	-3.7232E-03
DATA	-1.7179E-03
DATA	5.8495E-04
DATA	2.8115E-03
DATA	4.6065E-03

' MOD0 4 SCALE FACTOR 1.000E+00

' GLOBAL X
'NODE TRANSLATION

'-----

DATA	2.4309E-03
DATA	3.3423E-03
DATA	3.4007E-03
DATA	2.7341E-03
DATA	1.8072E-03
DATA	5.6124E-04
DATA	-1.0617E-03
DATA	-3.1400E-03
DATA	-4.7068E-03
DATA	-5.3650E-03
DATA	-4.9628E-03
DATA	-3.3875E-03
DATA	-1.0033E-03
DATA	1.6587E-03
DATA	4.2679E-03
DATA	6.1545E-03
DATA	5.9050E-03
DATA	3.5739E-03
DATA	-3.0319E-05
DATA	-3.6554E-03
DATA	-6.1777E-03

' MOD0 5 SCALE FACTOR 1.000E+00

' GLOBAL X
'NODE TRANSLATION

'-----

DATA	3.8562E-03
DATA	4.6425E-03
DATA	3.4891E-03
DATA	1.2566E-03
DATA	-6.1040E-04
DATA	-2.2936E-03
DATA	-3.8455E-03
DATA	-4.8509E-03
DATA	-4.2997E-03
DATA	-2.3278E-03
DATA	4.7089E-04
DATA	3.4433E-03
DATA	5.1697E-03
DATA	4.8728E-03
DATA	2.3163E-03
DATA	-2.0731E-03
DATA	-5.3653E-03
DATA	-5.5721E-03
DATA	-2.5609E-03
DATA	1.9559E-03
DATA	5.6030E-03

' MOD0 6 SCALE FACTOR 1.000E+00

' GLOBAL X
'NODE TRANSLATION

'-----

DATA	5.4139E-03
DATA	5.6001E-03
DATA	2.5066E-03
DATA	-1.5597E-03
DATA	-3.7709E-03
DATA	-4.4282E-03
DATA	-3.7658E-03
DATA	-1.2421E-03
DATA	1.9800E-03
DATA	4.2946E-03
DATA	4.6173E-03
DATA	2.5364E-03
DATA	-9.5468E-04
DATA	-3.9394E-03
DATA	-4.7973E-03
DATA	-2.2878E-03
DATA	2.1149E-03
DATA	4.8242E-03
DATA	3.6718E-03
DATA	-4.4083E-04
DATA	-4.4757E-03

' MOD0 7 SCALE FACTOR 1.000E+00

' GLOBAL X
'NODE TRANSLATION

'-----

DATA	-3.8303E-03
DATA	-3.1963E-03
DATA	-2.5712E-05
DATA	2.9784E-03
DATA	3.4671E-03
DATA	1.9841E-03
DATA	-7.4449E-04
DATA	-4.0526E-03
DATA	-4.9482E-03
DATA	-2.7155E-03
DATA	1.3113E-03
DATA	4.8856E-03
DATA	4.8903E-03
DATA	1.2223E-03
DATA	-3.9106E-03
DATA	-6.1988E-03
DATA	-1.8629E-03
DATA	4.4542E-03
DATA	5.9634E-03
DATA	1.0182E-03
DATA	-5.4586E-03

' MOD0 8 SCALE FACTOR 1.000E+00

' GLOBAL X
'NODE TRANSLATION

'-----

DATA	3.4838E-03
DATA	2.0752E-03
DATA	-1.5262E-03
DATA	-3.6645E-03
DATA	-2.5067E-03
DATA	5.8067E-04
DATA	3.9863E-03
DATA	5.4776E-03
DATA	2.3552E-03
DATA	-2.7799E-03
DATA	-5.5878E-03
DATA	-3.3008E-03
DATA	2.2607E-03
DATA	5.5193E-03
DATA	2.8556E-03
DATA	-4.0545E-03
DATA	-5.4328E-03
DATA	8.3023E-04
DATA	5.9015E-03
DATA	2.6016E-03
DATA	-4.8673E-03

APÊNDICE II

Deslocamentos mais significativos obtidos pelo programa Supersap para os métodos simplificado, discreto da NB-6123 ,método de Davenport e método dinâmico consistente.

a) Método simplificado da NB-6123

**** DISPLACEMENT POST-PROCESSING OF A:TESE.DO

LOAD CASE 1 SCALE FACTOR 1.000E+00

NODE	GLOBAL X TRANSLATION	GLOBAL Y TRANSLATION	GLOBAL Z ROTATION (DEGREE)
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
2	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
3	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
4	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
5	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
7	4.5482E-03	1.7570E-04	-4.5585E-02
8	4.5482E-03	-1.7570E-04	-4.5585E-02
9	7.6081E-03	2.6641E-04	-4.8947E-02
10	7.6080E-03	-2.6641E-04	-4.8947E-02
11	1.0670E-02	3.4972E-04	-4.5863E-02
12	1.0670E-02	-3.4972E-04	-4.5863E-02
13	1.3211E-02	4.3742E-04	-2.8671E-02
14	1.3211E-02	-3.4187E-10	4.4850E-03
15	1.3211E-02	-4.3742E-04	-2.8671E-02
16	1.4820E-02	5.1062E-04	-2.3021E-02
17	1.4820E-02	-3.6760E-10	-2.0598E-03
18	1.4820E-02	-5.1062E-04	-2.3021E-02
19	1.6353E-02	5.7088E-04	-3.1424E-02
20	1.6353E-02	-3.9283E-10	-6.1366E-03
21	1.6353E-02	-5.7088E-04	-3.1424E-02
22	1.8182E-02	6.2289E-04	-3.9248E-02
23	1.8182E-02	-3.9190E-10	-1.4665E-02
24	1.8182E-02	-6.2289E-04	-3.9248E-02
25	2.0655E-02	7.3522E-04	-4.3081E-02
26	2.0655E-02	-3.7716E-10	-1.6139E-02
27	2.0655E-02	-7.3522E-04	-4.3081E-02

28	2.3193E-02	8.3364E-04	-4.2966E-02
29	2.3193E-02	-3.6488E-10	-1.7087E-02
30	2.3193E-02	-8.3364E-04	-4.2966E-02
31	2.5686E-02	9.1851E-04	-4.2061E-02
32	2.5686E-02	-3.5274E-10	-1.7884E-02
33	2.5686E-02	-9.1851E-04	-4.2061E-02
34	2.8136E-02	9.9044E-04	-4.2523E-02
35	2.8136E-02	-3.4074E-10	-1.5937E-02
36	2.8136E-02	-9.9044E-04	-4.2523E-02
37	3.0721E-02	1.0650E-03	-4.2916E-02
38	3.0721E-02	-3.2404E-10	-1.3797E-02
39	3.0721E-02	-1.0650E-03	-4.2916E-02
40	3.3222E-02	1.1259E-03	-4.1026E-02
41	3.3222E-02	-3.0593E-10	-1.4607E-02
42	3.3222E-02	-1.1259E-03	-4.1026E-02
43	3.5617E-02	1.1740E-03	-4.0326E-02
44	3.5617E-02	-2.9080E-10	-1.4661E-02
45	3.5617E-02	-1.1740E-03	-4.0326E-02
46	3.8107E-02	1.2101E-03	-4.6322E-02
47	3.8107E-02	-2.5047E-10	-2.4945E-02
48	3.8107E-02	-1.2101E-03	-4.6322E-02
49	4.0829E-02	1.2479E-03	-4.3239E-02
50	4.0829E-02	-1.8901E-10	-2.5062E-02
51	4.0829E-02	-1.2479E-03	-4.3239E-02
52	4.3273E-02	1.2739E-03	-3.8256E-02
53	4.3273E-02	-1.2690E-10	-2.3177E-02
54	4.3273E-02	-1.2739E-03	-3.8256E-02
55	4.5368E-02	1.2901E-03	-3.2587E-02
56	4.5368E-02	-5.8277E-11	-2.1032E-02
57	4.5368E-02	-1.2901E-03	-3.2587E-02
58	4.7087E-02	1.2990E-03	-2.6565E-02
59	4.7087E-02	1.5363E-11	-1.8658E-02
60	4.7087E-02	-1.2990E-03	-2.6565E-02
61	4.8410E-02	1.3027E-03	-2.0381E-02
62	4.8410E-02	1.0474E-10	-1.6410E-02
63	4.8410E-02	-1.3027E-03	-2.0381E-02
64	4.9374E-02	1.3036E-03	-1.6253E-02
65	4.9374E-02	1.6529E-10	-1.4195E-02
66	4.9374E-02	-1.3036E-03	-1.6253E-02
67	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
68	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

**** ALGEBRAIC MAXIMA

NODE	GLOBAL X TRANSLATION	GLOBAL Y TRANSLATION	GLOBAL Z ROTATION (DEGREE)
NODE	64	64	14
	4.9374E-02	1.3036E-03	4.4850E-03
NODE	65	61	68
	4.9374E-02	1.3027E-03	0.0000E+00
NODE	66	58	67
	4.9374E-02	1.2990E-03	0.0000E+00

NODE	61	55	6
	4.8410E-02	1.2901E-03	0.0000E+00
NODE	62	52	5
	4.8410E-02	1.2739E-03	0.0000E+00
NODE	63	49	4
	4.8410E-02	1.2479E-03	0.0000E+00
NODE	58	46	3
	4.7087E-02	1.2101E-03	0.0000E+00
NODE	59	43	2
	4.7087E-02	1.1740E-03	0.0000E+00
NODE	60	40	1
	4.7087E-02	1.1259E-03	0.0000E+00

b) Método Discreto da NB-6123

*** DISPLACEMENT POST-PROCESSING OF A:MANSA4.DO

LOAD CASE 2 SCALE FACTOR 1.000E+00

NODE	GLOBAL X TRANSLATION	GLOBAL Y TRANSLATION	GLOBAL Z ROTATION (DEGREE)
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
2	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
3	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
4	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
5	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
7	5.0936E-03	1.7107E-04	-5.0555E-02
8	5.0936E-03	-1.7107E-04	-5.0555E-02
9	8.4573E-03	2.5811E-04	-5.3262E-02
10	8.4573E-03	-2.5811E-04	-5.3262E-02
11	1.1761E-02	3.3702E-04	-4.8958E-02
12	1.1761E-02	-3.3702E-04	-4.8958E-02
13	1.4447E-02	4.1910E-04	-2.9810E-02
14	1.4447E-02	-2.5781E-10	5.2052E-03
15	1.4447E-02	-4.1910E-04	-2.9810E-02
16	1.6100E-02	4.8657E-04	-2.3238E-02
17	1.6100E-02	-2.9078E-10	-1.7390E-03
18	1.6100E-02	-4.8657E-04	-2.3238E-02
19	1.7638E-02	5.4124E-04	-3.1252E-02
20	1.7638E-02	-3.2625E-10	-5.8382E-03
21	1.7638E-02	-5.4124E-04	-3.1252E-02
22	1.9447E-02	5.8785E-04	-3.8577E-02
23	1.9447E-02	-3.2135E-10	-1.4176E-02
24	1.9447E-02	-5.8785E-04	-3.8577E-02
25	2.1853E-02	6.8728E-04	-4.1449E-02
26	2.1853E-02	-2.9045E-10	-1.5370E-02
27	2.1853E-02	-6.8728E-04	-4.1449E-02

28	2.4270E-02	7.7324E-04	-4.0435E-02
29	2.4270E-02	-2.5894E-10	-1.6000E-02
30	2.4270E-02	-7.7324E-04	-4.0435E-02
31	2.6592E-02	8.4641E-04	-3.8775E-02
32	2.6592E-02	-2.3164E-10	-1.6489E-02
33	2.6592E-02	-8.4641E-04	-3.8775E-02
34	2.8830E-02	9.0764E-04	-3.8540E-02
35	2.8830E-02	-2.1312E-10	-1.4547E-02
36	2.8830E-02	-9.0764E-04	-3.8540E-02
37	3.1152E-02	9.7032E-04	-3.8317E-02
38	3.1152E-02	-1.9542E-10	-1.2501E-02
39	3.1152E-02	-9.7032E-04	-3.8317E-02
40	3.3367E-02	1.0209E-03	-3.6126E-02
41	3.3367E-02	-1.7640E-10	-1.3135E-02
42	3.3367E-02	-1.0209E-03	-3.6126E-02
43	3.5456E-02	1.0604E-03	-3.4963E-02
44	3.5456E-02	-1.5791E-10	-1.3122E-02
45	3.5456E-02	-1.0604E-03	-3.4963E-02
46	3.7590E-02	1.0896E-03	-3.9513E-02
47	3.7590E-02	-1.1696E-10	-2.1629E-02
48	3.7590E-02	-1.0896E-03	-3.9513E-02
49	3.9887E-02	1.1198E-03	-3.6431E-02
50	3.9887E-02	-6.0667E-11	-2.1560E-02
51	3.9887E-02	-1.1198E-03	-3.6431E-02
52	4.1929E-02	1.1404E-03	-3.2057E-02
53	4.1929E-02	-8.8244E-12	-1.9879E-02
54	4.1929E-02	-1.1404E-03	-3.2057E-02
55	4.3673E-02	1.1532E-03	-2.7240E-02
56	4.3673E-02	4.8382E-11	-1.8048E-02
57	4.3673E-02	-1.1532E-03	-2.7240E-02
58	4.5098E-02	1.1600E-03	-2.2227E-02
59	4.5098E-02	1.1084E-10	-1.6076E-02
60	4.5098E-02	-1.1600E-03	-2.2227E-02
61	4.6201E-02	1.1628E-03	-1.7283E-02
62	4.6201E-02	1.8225E-10	-1.4270E-02
63	4.6201E-02	-1.1628E-03	-1.7283E-02
64	4.7022E-02	1.1635E-03	-1.4105E-02
65	4.7022E-02	2.2833E-10	-1.2569E-02
66	4.7022E-02	-1.1635E-03	-1.4105E-02
67	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
68	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

**** ALGEBRAIC MAXIMA

	GLOBAL X	GLOBAL Y	GLOBAL Z
NODE	TRANSLATION	TRANSLATION	ROTATION (DEGREE)
-----	-----	-----	-----
NODE	64	64	14
	4.7022E-02	1.1635E-03	5.2052E-03
NODE	66	61	68
	4.7022E-02	1.1628E-03	0.0000E+00

NODE	65	58	67
	4.7022E-02	1.1600E-03	0.0000E+00
NODE	61	55	6
	4.6201E-02	1.1532E-03	0.0000E+00
NODE	62	52	5
	4.6201E-02	1.1404E-03	0.0000E+00
NODE	63	49	4
	4.6201E-02	1.1198E-03	0.0000E+00
NODE	58	46	3
	4.5098E-02	1.0896E-03	0.0000E+00
NODE	59	43	2
	4.5098E-02	1.0604E-03	0.0000E+00
NODE	60	40	1
	4.5098E-02	1.0209E-03	0.0000E+00

c) Deslocamentos obtidos do método de Davenport
sem o efeito multiplicativo do fator de rajada (G).

*** DISPLACEMENT POST-PROCESSING OF A:MANS4.DO

LOAD CASE 3 SCALE FACTOR 1.000E+00

NODE	GLOBAL X TRANSLATION	GLOBAL Y TRANSLATION	GLOBAL Z ROTATION (DEGREE)
1	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
2	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
3	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
4	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
5	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
6	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
7	3.7965E-03	1.3336E-04	-3.7779E-02
8	3.7965E-03	-1.3336E-04	-3.7779E-02
9	6.3162E-03	2.0154E-04	-4.0020E-02
10	6.3162E-03	-2.0154E-04	-4.0020E-02
11	8.8051E-03	2.6364E-04	-3.7010E-02
12	8.8051E-03	-2.6364E-04	-3.7010E-02
13	1.0842E-02	3.2851E-04	-2.2737E-02
14	1.0842E-02	-2.4300E-10	3.8349E-03
15	1.0842E-02	-3.2851E-04	-2.2737E-02
16	1.2109E-02	3.8211E-04	-1.7906E-02
17	1.2109E-02	-2.6945E-10	-1.4234E-03
18	1.2109E-02	-3.8211E-04	-1.7906E-02
19	1.3296E-02	4.2579E-04	-2.4182E-02
20	1.3296E-02	-2.9044E-10	-4.5870E-03
21	1.3296E-02	-4.2579E-04	-2.4182E-02

22	1.4697E-02	4.6319E-04	-2.9940E-02
23	1.4697E-02	-2.8300E-10	-1.1070E-02
24	1.4697E-02	-4.6319E-04	-2.9940E-02
25	1.6571E-02	5.4335E-04	-3.2411E-02
26	1.6571E-02	-2.6164E-10	-1.2068E-02
27	1.6571E-02	-5.4335E-04	-3.2411E-02
28	1.8469E-02	6.1300E-04	-3.1914E-02
29	1.8469E-02	-2.4386E-10	-1.2647E-02
30	1.8469E-02	-6.1300E-04	-3.1914E-02
31	2.0310E-02	6.7257E-04	-3.0869E-02
32	2.0310E-02	-2.2764E-10	-1.3113E-02
33	2.0310E-02	-6.7257E-04	-3.0869E-02
34	2.2098E-02	7.2262E-04	-3.0863E-02
35	2.2098E-02	-2.1317E-10	-1.1606E-02
36	2.2098E-02	-7.2262E-04	-3.0863E-02
37	2.3962E-02	7.7407E-04	-3.0804E-02
38	2.3962E-02	-1.9477E-10	-9.9939E-03
39	2.3962E-02	-7.7407E-04	-3.0804E-02
40	2.5746E-02	8.1576E-04	-2.9154E-02
41	2.5746E-02	-1.7692E-10	-1.0527E-02
42	2.5746E-02	-8.1576E-04	-2.9154E-02
43	2.7438E-02	8.4847E-04	-2.8382E-02
44	2.7438E-02	-1.6337E-10	-1.0534E-02
45	2.7438E-02	-8.4847E-04	-2.8382E-02
46	2.9179E-02	8.7277E-04	-3.2289E-02
47	2.9179E-02	-1.3286E-10	-1.7565E-02
48	2.9179E-02	-8.7277E-04	-3.2289E-02
49	3.1063E-02	8.9803E-04	-2.9890E-02
50	3.1063E-02	-8.7717E-11	-1.7552E-02
51	3.1063E-02	-8.9803E-04	-2.9890E-02
52	3.2742E-02	9.1530E-04	-2.6305E-02
53	3.2742E-02	-4.3730E-11	-1.6186E-02
54	3.2742E-02	-9.1530E-04	-2.6305E-02
55	3.4175E-02	9.2603E-04	-2.2359E-02
56	3.4175E-02	3.2983E-12	-1.4689E-02
57	3.4175E-02	-9.2603E-04	-2.2359E-02
58	3.5349E-02	9.3181E-04	-1.8272E-02
59	3.5349E-02	5.2595E-11	-1.3076E-02
60	3.5349E-02	-9.3181E-04	-1.8272E-02
61	3.6259E-02	9.3423E-04	-1.4168E-02
62	3.6259E-02	1.1103E-10	-1.1580E-02
63	3.6259E-02	-9.3423E-04	-1.4168E-02
64	3.6931E-02	9.3486E-04	-1.1465E-02
65	3.6931E-02	1.5016E-10	-1.0131E-02
66	3.6931E-02	-9.3486E-04	-1.1465E-02
67	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00
68	0.0000E+00	0.0000E+00	0.0000E+00

**** ALGEBRAIC MAXIMA

	GLOBAL X	GLOBAL Y	GLOBAL Z
NODE	TRANSLATION	TRANSLATION	ROTATION
			(DEGREE)

NODE	64	64	14
	3.6931E-02	9.3486E-04	3.8349E-03
NODE	68	61	68
	3.6931E-02	9.3423E-04	0.0000E+00
NODE	85	58	67
	3.6931E-02	9.3181E-04	0.0000E+00
NODE	61	55	6
	3.6259E-02	9.2603E-04	0.0000E+00
NODE	62	52	5
	3.6259E-02	9.1530E-04	0.0000E+00
NODE	63	49	4
	3.6259E-02	8.9803E-04	0.0000E+00
NODE	58	46	3
	3.5349E-02	8.7277E-04	0.0000E+00
NODE	59	43	2
	3.5349E-02	8.4847E-04	0.0000E+00
NODE	60	40	1
	3.5349E-02	8.1576E-04	0.0000E+00

d) Método Dinâmico Consistente.

1**** ALGOR SUPERSAP ANALYSIS VERSION: 7.6 series
Released: 1989

DATE: December 2, 1989
TIME: 12:32:09
INPUT FILE.....T1
MODAL ANALYSIS FILE....M1

1**** CONTROL INFORMATION

number of node points	(NUMNP)	=	68
number of element types	(NELTYP)	=	1
number of load cases	(LL)	=	0
number of frequencies	(NF)	=	8
geometric stiffness flag	(GEOSTF)	=	0
analysis type code	(NDYN)	=	-2
solution mode	(MODEX)	=	0
equations per block	(KEQB)	=	0
weight and c.g. flag	(IWTCG)	=	0
bandwidth minimization flag	(MINBND)	=	0
gravitational constant	(GRAV)	=	9.8000E+00

bandwidth minimization specified

**** EQUATION PARAMETERS

total number of equations	=	180
---------------------------	---	-----

bandwidth	=	12
number of equations in a block	=	179
number of blocks	=	2
blocking memory (kilobytes)	=	344
available memory (kilobytes)	=	344

1**** TIME HISTORY ANALYSIS (MODE SUPERPOSITION)

**** TIME HISTORY CONTROL INFORMATION

number of time functions	(NFN) =	1
ground motion indicator	(NGM) =	0
number of arrival times	(NAT) =	1
number of time steps	(NT) =	110
output print interval	(NOT) =	2
time step	(DT) =	6.0000E-02
damping factor	(DAMP) =	2.0000E-02

1**** DYNAMIC NODAL FORCES/MOMENTS

NODE NUMBER	NODAL D-O-F INDEX	TIME FUNCTION NO.	ARRIVAL TIME NO.	FUNCTION SCALE FACTOR
7	1	1	1	1.676E+02
9	1	1	1	1.711E+02
11	1	1	1	1.976E+02
13	1	1	1	2.129E+02
16	1	1	1	2.168E+02
19	1	1	1	2.359E+02
22	1	1	1	2.716E+02
25	1	1	1	2.961E+02
28	1	1	1	3.106E+02
31	1	1	1	3.243E+02
34	1	1	1	3.375E+02
37	1	1	1	3.500E+02
40	1	1	1	3.618E+02
43	1	1	1	3.733E+02
46	1	1	1	3.845E+02
49	1	1	1	3.952E+02
52	1	1	1	4.058E+02
55	1	1	1	4.157E+02
58	1	1	1	4.255E+02
61	1	1	1	4.351E+02
64	1	1	1	2.199E+02
0	0	0	1	0.000E+00

1**** ARRIVAL TIME DEFINITIONS

NUMBER	ARRIVAL TIME
1	0.0000E+00

1**** PRINT OF NATURAL FREQUENCIES

mode number	circular frequency (rad/sec)	frequency (Hertz)	period (sec)
-----	-----	-----	-----
1	1.9892E+00	3.1658E-01	3.1587E+00
2	5.1090E+00	8.1312E-01	1.2298E+00
3	9.0643E+00	1.4426E+00	6.9318E-01
4	1.3792E+01	2.1951E+00	4.5556E-01
5	1.8254E+01	2.9052E+00	3.4421E-01
6	2.2221E+01	3.5366E+00	2.8276E-01
7	2.6846E+01	4.2726E+00	2.3405E-01
8	3.2271E+01	5.1360E+00	1.9470E-01

1**** TIME FUNCTION DEFINITIONS

time function number = 1
number of abscissae = 0
function scale factor = 2.0000E-01

FUNCTION DESCRIPTION:

$$F(t) = .20000 \sin(\pi * (2t * .31658 + 90.000 / 180))$$

1**** SINUSOIDAL FORCING FUNCTION DEFINITION

frequency (hertz) = 3.1658E-01
phase angle (degrees) = 9.0000E+01

1**** OUTPUT: DISPLACEMENT COMPONENT REQUESTS

NODE NUMBER	NODAL D-O-F CODES					
-----	*	*	*	*	*	*
64	1	0	0	0	0	0
0	0	0	0	0	0	0

output type code (KKK) = 1
history table.....1
printer plot.....2
maxima only.....3
graphic output only....4

printer plot spacing = 1

1**** DISPLACEMENT TIME HISTORY

OUTPUT SET.....

1

----- NODE NUMBER-(COMPONENT NUMBER) -----

TIME	64-(1)
.12000	1.425E-04
.24000	6.296E-04
.36000	1.437E-03
.48000	2.485E-03
.60000	3.666E-03
.72000	4.826E-03
.84000	5.776E-03
.96000	6.345E-03
1.08000	6.379E-03
1.20000	5.764E-03
1.32000	4.447E-03
1.44000	2.443E-03
1.56000	-1.481E-04
1.68000	-3.143E-03
1.80000	-6.297E-03
1.92000	-9.361E-03
2.04000	-1.212E-02
2.16000	-1.437E-02
2.28000	-1.594E-02
2.40000	-1.668E-02
2.52000	-1.647E-02
2.64000	-1.524E-02
2.76000	-1.295E-02
2.88000	-9.647E-03
3.00000	-5.452E-03
3.12000	-5.399E-04
3.24000	4.839E-03
3.36000	1.036E-02
3.48000	1.566E-02
3.60000	2.033E-02
3.72000	2.402E-02
3.84000	2.643E-02
3.96000	2.734E-02
4.08000	2.666E-02
4.20000	2.436E-02
4.32000	2.052E-02
4.44000	1.529E-02
4.56000	8.921E-03
4.68000	1.733E-03
4.80000	-5.901E-03
4.92000	-1.357E-02
5.04000	-2.083E-02
5.16000	-2.724E-02
5.28000	-3.236E-02
5.40000	-3.578E-02
5.52000	-3.722E-02

5.64000 -3.649E-02
 5.78000 -3.356E-02
 5.88000 -2.852E-02
 6.00000 -2.163E-02
 6.12000 -1.324E-02
 6.24000 -3.813E-03
 6.36000 6.128E-03
 6.48000 1.602E-02

MAXIMUM ABSOLUTE VALUES

MAXIMA 3.722E-02
 TIME 5.520E+00

1**** OUTPUT: STRESS COMPONENT REQUESTS

**** beam elements

ELEMENT ELEMENT LOAD/STRESS CODES

NUMBER * * * * *

0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0 0

output type code (KKK) = 3
 history table.....1
 printer plot.....2
 maxima only.....3

PRINTER PLOT SPACING = 1

1**** TEMPORARY FILE STORAGE (MEGABYTES)

UNIT NO. 7 : .047
 UNIT NO. 8 : .035
 UNIT NO. 9 : .027
 UNIT NO. 10 : .022
 UNIT NO. 11 : .424
 UNIT NO. 12 : .027
 UNIT NO. 13 : .029
 UNIT NO. 14 : .039
 UNIT NO. 15 : .022
 UNIT NO. 17 : .000

 TOTAL : .671

1**** END OF FILE

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- (1) CHEN, P.W. e ROBERTSON L.E., " HUMAN PERCEPTION THRESHOLDS OF HORIZONTAL MOTION ", J. of the Structural Division, ASCE, pp. 1681-1695, August 1972.
- (2) TALLIN, A. e ELLINGWOOD, B., "SERVICEABILITY LIMIT STATES: WIND INDUCED VIBRATION", J. of the Structural Division, ASCE, pp. 2424-2437, 1988.
- (3) HANSEN, R.J., REED, J.W. e VANMARCKE, E.H., "HUMAN RESPONSE TO WIND-INDUCED MOTION OF BUILDINGS", J. of the Structural Division, ASCE, pp. 1589-1605, July, 1973.
- (4) SORIANO, H.L., "ANOTAÇÕES PESSOAIS"
- (5) RAVARA, A., "DINÂMICA DE ESTRUTURAS", LISBOA, Laboratório Nacional de Eng. Civil, Novembro, 1969.
- (6) VANMARCKE, E. H., REED, J.W. e HANSEN, R.J., "HUMAN RESPONSE TO TALL BUILDINGS WIND-INDUCED MOTION", Proc. of International Conference on Planning of Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlem, Pennsylvania, Vol IV, August, 1972.

- (7) KAREEM, A., "WIND-EXCITED RESPONSE OF BUILDINGS IN HIGHER MODES", J. of the Structural Division, ASCE, Vol.107, April, 1981.
- (8) ELLINGWOOD, B. e TALLIN, A., "STRUCTURAL SERVICEABILITY: FLOOR VIBRATIONS", J. of the Structural Division, ASCE, pp. 401-417, 1988.
- (9) SAUL, W. E., JAYACHANDRAN, P., e PEYOT, A., "RESPONSE TO STOCHASTIC WIND OF N-DEGREE - TALL BUILDINGS", J. of the Structural Division, ASCE, pp.1059-1075, Vol.102, May, 1976.
- (10) IRWIN, A.W., "HUMAN RESPONSE TO DYNAMIC MOTION OF STRUCTURES", The Structural Engineer, Volume 56A-No.9, September, 1978.
- (11) CHANG, F., "WIND AND MOVEMENT IN TALL BUILDINGS", Civil Engineering, ASCE, August, 1967.
- (12) DAVENPORT, A.G., "THE TREATMENT OF WIND LOADING ON TALL BUILDINGS", Symposium on Tall Building, University of Southampton, England, April, 1966.
- (13) DAVENPORT, A.G., "GUST LOADING FACTORES", J. of the Structural Division, ASCE, June, 1967.
- (14) CHANG, F. K., "HUMAN RESPONSE TO MOTIONS IN TALL

BUILDINGS", J. of the Structural Division, ASCE, pp.1259-1271, June, 1973.

- (15) " FORÇAS DEVIDAS AO VENTO EM EDIFICAÇÕES, NB-6123", Projeto de revisão da NB-599, Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, Agosto, 1986.
- (16) " CARGAS PARA O CÁLCULO DE ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS, NB 6120 ", Associação Brasileira de Normas Técnicas - ABNT, 1980.
- (17) "GUIDE FOR THE EVALUATION OF HUMAN EXPOSURE TO WHOLE-BODY VIBRATION " , International Standard Organization, ISO-2631, first edition, 1974.
- (18) VELLOZZI, J.e COHEN, E., "GUST RESPONSE FACTOR", J. of the Structural Division, ASCE, June 1968, pp. 1295-1313.
- (19) GALAMBOS, T. e ELLINGWOOD, B., " SERVICEABILITY LIMIT STATES:DEFLECTIONS . ", J. of Structural Engineering, ASCE, January, 1986, pp.67-83.
- (20) WISS, J. e PARMELLE, R., "HUMAN PERCEPTION OF TRANSIENTE VIBRATIONS", J. of the Structural Division, ASCE, April 1974, pp.773-784.

- (21) HIGGINS, T. e DUBAS, P., " STRUCTURAL DESING OF TALL STEEL BUILDINGS ", ASCE, 1979.
- (22) MAJOR, A., " DYNAMICS IN CIVIL ENGINEERING - ANALYSIS AND DESING", Budapest, Akadémiai Kiadó, 1980.
- (23) WISS, J e CURTH, O., " WIND DEFLECTIONS OF TALL CONCRETE FRAME BUILDINGS " ,J. of the Structural Division, ASCE, July 1970, pp. 1461-1480.
- (24) Simiu, E., " EQUIVALENT STATIC WIND LOADS FOR LATERAL BUILDING DESING ",J. of the Structural Division, ASCE, Vol.102-N^O ST4, April, 1976, pp. 719-737.
- (25) " SUPER STRUCTUTRAL ANALYSIS PROGRAM - SUPERSAP " - ALGOR Interactive systems, Inc., 260 Alpha Drive Pittsburg, PA 15238, August 1989.
- (26) Wheeler, J, " PREDICTION AND CONTROL OF PEDESTRIAN INDUCED VIBRATION IN FOOTBRIDGES ", J. of the Structural Division, ASCE, Vol. 108 - N^O-ST9, September, 1982.
- (27) Soretz, S e Hölzenbein, H, " STIFFNESS REQUIREMENTS IN TERMS OF HUMAN COMFORT ", Proc. of International Conference on Planing of Design of Tall Buildings, Lehigh University, Bethlem, Pennsylvania, Vol III, August, 1972